



INSTITUTO POLITECNICO NACIONAL

**ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y
ARQUITECTURA
SECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN**

**"ESTUDIO DE LA TIXOTROPÍA DE LOS SEDIMENTOS
LACUSTRES DE LA CIUDAD DE MÉXICO"**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN CIENCIAS
EN MECÁNICA DE SUELOS**

PRESENTA

AURORA OLIVARES TELLO

**Directores de Tesis: M. en C. CARLOS ROBERTO TORRES ÁLVAREZ
Dr. JORGE ABRAHAM DÍAZ RODRÍGUEZ**

México, D.F. 2011





INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL SECRETARÍA DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO

ACTA DE REVISIÓN DE TESIS

En la Ciudad de México D. F. siendo las 18:00 horas del día 11 del mes de octubre del 2011 se reunieron los miembros de la Comisión Revisora de Tesis, designada por el Colegio de Profesores de Estudios de Posgrado e Investigación de E.S.I.A.-U.Z. para examinar la tesis titulada:

"Estudio de la tixotropía de los sedimentos lacustres de la Ciudad de México".

Presentada por el alumno:

<u>Olivares</u>	<u>Tello</u>	<u>Aurora</u>						
Apellido paterno	Apellido materno	Nombre(s)						
		A	0	0	0	6	7	0

aspirante de:

MAESTRO EN CIENCIAS EN MECÁNICA DE SUELOS

Después de intercambiar opiniones los miembros de la Comisión manifestaron **APROBAR LA TESIS**, en virtud de que satisface los requisitos señalados por las disposiciones reglamentarias vigentes.

LA COMISIÓN REVISORA

Directores de tesis


M. en C. Carlos Roberto Torres Álvarez


Dr. Jorge Abraham Díaz Rodríguez


Dr. Héctor Aureliano Sánchez Sánchez


Dr. Norberto Domínguez Ramírez


Dr. Esteban Flores Méndez




PRESIDENTE DEL COLEGIO DE PROFESORES DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN
M. en C. Pino Durán Escamilla



*INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL
SECRETARÍA DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO*

CARTA CESIÓN DE DERECHOS

En la Ciudad de México D.F. el día 17 de octubre de 2011, la que suscribe **Aurora Olivares Tello** alumna del Programa de Maestría en Ciencias en Mecánica de Suelos con número de registro **A000670**, adscrita a la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura UZ, manifiesta que es autora intelectual del presente trabajo de Tesis bajo la dirección del **Dr. J. Abraham Díaz Rodríguez** y del **M. en C. Carlos Roberto Torres Alvarez** y cede los derechos del trabajo titulado “**Estudio de la Tixotropía de los Sedimentos Lacustres de la Ciudad de México**”, al Instituto Politécnico Nacional para su difusión, con fines académicos y de investigación.

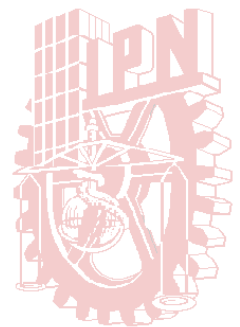
Los usuarios de la información no deben reproducir el contenido textual, gráficas o datos del trabajo sin el permiso expreso del autor y/o director del trabajo. Este puede ser obtenido escribiendo a la siguiente dirección **aurora.77oli@gmail.com** Si el permiso se otorga, el usuario deberá dar el agradecimiento correspondiente y citar la fuente del mismo.

Aurora Olivares Tello

Aurora Olivares Tello

Dedicatorias

Con cariño a todas las personas que han trascendido en mi vida: Mis padres y hermanos, José Luis y especialmente a ustedes Abril y Ricardo.

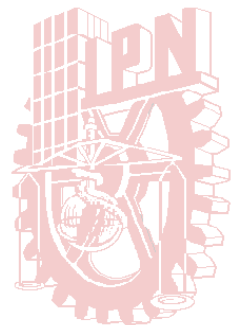


Agradecimientos

Un agradecimiento especial al Doctor Abraham Díaz
por su gran disposición e interés en esta tesis,
así como su valioso tiempo dedicado para su revisión,
al maestro Carlos Roberto Torres
por apoyarme a concluir este trabajo,
y a todos los sinodales presentes
por su colaboración.

Al Instituto Politécnico Nacional,
al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología,
así como a la Universidad Nacional Autónoma de México
por el apoyo para el desarrollo de este trabajo.

A mi familia con cariño,
a mis maestros y amigos
por impulsarme a concluir esta etapa
tan importante en mi carrera.



Simbología

Cv	Coeficiente de consolidación
C α	Coeficiente de compresión secundaria
Ct	Pendiente del tramo recto de la curva de consolidación
E	Modulo de elasticidad
e	Relación de vacíos
2.7182	Base de los logaritmos neperianos
η	Porosidad
G%	Grado de saturación
H	Trayectoria más corta de drenaje en una muestra de suelo de espesor igual a 2H.
k	Coeficiente de permeabilidad
Ln	Logaritmo natural
LL	Límite líquido
LP	Límite plástico
IP	Índice plástico
m _v	Coeficiente de compresibilidad volumétrico.
DSI	Digital Strain Indicator
σ	Esfuerzo
$\Delta\sigma$	Incremento de esfuerzo
Ss	Densidad de sólidos
t	Tiempo
T	Factor tiempo de acuerdo con la teoría de consolidación
U%	Grado de consolidación.
u	Presión de poro.
V	Volumen
W%	Contenido de agua natural
z	Profundidad
β	Relación entre compresibilidad primaria y secundaria
γ_w	Peso volumétrico del agua
δ_i	Deformación inicial al 100% de consolidación primaria.
δ_{100}	Deformación final en el 100% de consolidación primaria.
ν	Relación de Poisson.
π	Relación geométrica entre la circunferencia y el diámetro de un círculo.
Σ	Sumatoria
σ_y	Esfuerzo de fluencia
X ₁	Tiempo en minutos
Y ₁	Velocidad de la onda cortante (m/s)
X ₂	Tiempo en días
Y ₂	Velocidad de la onda cortante (m/s)

Resumen

Este trabajo de tesis titulado “Estudio de la Tixotropía de los Sedimentos Lacustres de la Ciudad de México”, consiste en un experimento para medir en laboratorio la recuperación de la resistencia de una muestra de suelo representativa de la Ciudad de México, que ha estado sometida a remoldeo. Esta recuperación ha sido estudiada desde hace tiempo por investigadores como Bjerrum (1967), Mesri (1975) y recientemente por Díaz Rodríguez (1998). La recuperación de esta resistencia ha sido asociada básicamente al tiempo, en el cual se presentan cambios en sus partículas y moléculas orgánicas, así como cambios en su arreglo geométrico.

El objetivo de este estudio es identificar el tiempo que tarda un suelo en recuperar sus propiedades de resistencia en estado original, el cual se logró con un modelo a pequeña escala de una muestra de suelo y un recipiente en el cual se acoplaron unas piezas especiales conocidas como “elementos bender”, con los cuales a través de emisiones de ondas en la muestra se midieron los tiempos de arribo, conociendo la longitud de la muestra se pudo determinar la velocidad de onda al esfuerzo cortante, lo que finalmente permitió calcular la variación en la rigidez de la muestra de suelo durante un periodo de 2 meses de reposo. La aportación de esta prueba es que se logró identificar un tiempo del orden de 5022 años para que la muestra llegue a su rigidez original, valor que fue calculado con las ecuaciones que arrojó la tendencia de la serie de mediciones realizadas con las velocidades de onda. Por otra parte, este trabajo también contribuyó al proyecto de “Caracterización del suelo de la Ciudad de México”, el cual actualmente es encabezado por el Dr. Abraham Díaz Rodríguez en la División de Estudios de Posgrado de la DEPMI UNAM.

Abstract

This thesis work appointed “Studio of Aging to the lakes deposits to Mexico city”, is an experiment for measuring the recovery of strength of one representative soil sample to Mexico City in laboratory, which one was submitted to disturbed. This recovery had been studied from along time by researches like Bjerrum (1967), Mesri (1975) and recently Díaz Rodriguez (1998). The recovery of this strength has been associated basically the time, in which is introducing changes in their particles and organic molecules, so this changes in its geometric arrangement.

The essential concept of this study is to find the delay time the soil sample in recovery their strength properties in original state, it was possible through a scale model of one soil sample and one recipient in which were couple special pieces named “bender elements”, whit which through of emissions of waves into the sample were measured the arrived times, knowledging the length of the sample was possible to determinate the velocity of strength wave, this finally allowed to estimate the variation in the stiffness of soil sample during the period of 2 months. With the contribution of this test was possible to identify the time of 5022 years so that sample reach its original stiffness, value which was calculated with the equations that threw the tendency of the measurements of series make with the velocities. In other hand, this work contributed to the “Characterization of soil to the Mexico City” project, which actually is headed by Dr. Abraham Diaz Rodriguez in the DEPMI UNAM.

“ESTUDIO DE LA TIXOTROPÍA DE LOS SEDIMENTOS LACUSTRES DE LA CIUDAD DE MÉXICO”

CONTENIDO

	PÁGINA
1.- INTRODUCCIÓN.....	11
1.1.- Generalidades	11
1.2.- Antecedentes y justificación	13
1.3.- Objetivo y alcance	13
1.3.1.- Objetivo	13
1.3.2.- Alcance	14
1.4.- Metodología.....	14
2.- BASES TEÓRICAS RELACIONADAS AL FENÓMENO DE TIXOTROPÍA	15
2.1.- Composición del suelo.....	15
2.2.- Microestructura del suelo	15
2.3.- Descripción general de las arcillas.....	19
2.4.- Mineralogía de las arcillas	19
2.4.1.- Tipos de minerales arcillosos	20
2.5.- Definición del suelo de acuerdo al tipo de estructura	21
2.5.1.- Suelo inalterado	21
2.5.2.- Suelo alterado	21
2.5.3.- Suelo remodelado	21
2.6.- Mineralogía de sedimentos lacustres de la ciudad de México	22
3.- RECONOCIMIENTO GEOLÓGICO Y EXPLORACIÓN DEL SITIO DE ESTUDIO	24
3.1.- Origen de los silicatos.....	24
3.2.- Geología regional.....	25
3.2.1.- Zonificación para fines geotécnicos.....	25
3.2.2.- Zona de lago	27
3.2.3.- Sitio de estudio	27
3.3.- Exploración geotécnica.....	27
3.3.1.- Muestreo	28
3.3.2.- Instalación de piezómetros.....	29
3.3.3.- Veleta de campo para medir la resistencia al corte	30
4.- DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO PARA PRUEBAS DE LABORATORIO	33
4.1.- Equipo experimental para medir la rigidez $G_{máx}$ en el suelo.....	33
4.1.1.- Descripción de los elementos bender.....	33
4.1.2.- Antecedentes de elementos bender	34
4.1.3.- Caja de ensaye con elementos bender.....	34
4.2.- Características de los odómetros	36
4.2.1.- Calibración del equipo	36
4.2.2.- Micrómetros.....	36
4.2.3.- Aparato de consolidación.....	37
4.2.4.- Características de los anillos de consolidación	38
4.3.- Veleta, torcómetro y penetrómetro de laboratorio	38
4.3.1.- Descripción de la veleta.....	38
4.3.2.- Descripción del torcómetro.....	40
4.3.3.- Descripción del penetrómetro	40
5.- PRUEBAS DE LABORATORIO	41

5.1.-	Pruebas índice.....	41
5.1.1.-	Determinación del contenido de agua.....	41
5.1.2.-	Determinación de límite líquido y plástico.....	41
5.1.3.-	Clasificación del material de acuerdo al SUCS.....	41
5.2.-	Prueba para medir la velocidad de ondas de esfuerzo cortante con elementos bender	42
5.2.1.-	Preparación del suelo.....	42
5.2.1.1.-	Características del suelo.....	42
5.2.1.2.-	Disposición del material.....	42
5.2.2.-	Variables de estudio.....	43
5.2.2.1.-	Emisión y recepción de ondas cortantes en el suelo mediante elementos bender.....	43
5.2.3.-	Procedimiento para medir las velocidades de onda.....	44
5.3.-	Pruebas mecánicas.....	45
5.3.1.-	Teoría de la consolidación.....	45
5.3.2.-	Pruebas de consolidación unidimensional.....	45
5.3.2.1.-	Material en estado inalterado y remoldeado.....	46
5.3.3.-	Métodos empleados para análisis de las curvas de consolidación.....	47
5.4.-	Pruebas con veleta, torcómetro y penetrómetro de laboratorio.....	47
5.4.1.-	Veleta, torcómetro y penetrómetro.....	47
5.4.2.-	Resultados de pruebas de laboratorio.....	48
6.-	ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS.....	51
6.1.-	Planteamiento.....	51
6.2.-	Interpretación de los resultados de la prueba con elementos bender.....	51
6.2.1.-	Método de análisis y gráficas.....	52
6.2.1.1.-	Emisión y recepción de ondas cortantes en el suelo.....	52
6.2.2.-	Tendencias del incremento en la velocidad de las ondas de esfuerzo cortante.....	53
6.2.2.1.-	Ecuación que representa el incremento de la velocidad de ondas de esfuerzo cortante.....	55
6.2.2.2.-	Rigidez y resistencia del suelo.....	58
6.2.3.-	Efecto del tiempo en la recuperación de propiedades mecánicas.....	61
6.2.3.1.-	Variables que afectan las mediciones.....	62
6.3.-	Interpretación de los resultados de las pruebas de consolidación unidimensional.....	62
6.3.1.-	Prueba de compresibilidad con material inalterado.....	63
6.3.1.1.-	Equipo y material empleado en la prueba de compresibilidad con material inalterado.....	65
6.3.2.-	Prueba de compresibilidad con material remoldeado.....	65
6.3.2.1.-	Equipo y material empleado en la prueba de compresibilidad con material remoldeado.....	67
6.3.2.2.-	Forma de las curvas de consolidación primaria y secundaria.....	70
6.3.3.-	Importancia de la recuperación de propiedades mecánicas del suelo.....	72
	CONCLUSIONES.....	73
	RECOMENDACIONES.....	75
	Referencias.....	76
	Anexos.....	79

1.- INTRODUCCIÓN

1.1.- Generalidades

La *tixotropía* es una propiedad del suelo que se ha investigado desde los años 60's; esta propiedad, consiste en la reestructuración de un suelo después de haber sido remodelado. El remodelo no involucra cambios de volumen, ni de contenido de agua, de tal forma que lo único que varía es su estructura, dando como consecuencia una disminución en su resistencia, la cual se incrementa con el tiempo hasta llegar en algunos casos a recuperar el 100%.

Algunos investigadores, han estudiado el comportamiento del suelo y han relacionado el efecto del tiempo del reposo (*aging*) con la tixotropía. Respecto a esto, Mesri (1975) señala que el endurecimiento tixotrópico es la forma más pura de la recuperación del suelo, como función del tiempo, ya que esto no requiere cambios de volumen, ni alteración química en su composición y por lo tanto, el estado de reposo es el único mecanismo de recuperación que se presenta en muestras de suelo herméticamente selladas, cuya composición y temperatura permanecen constantes, así como el medio en el que se encuentran. La composición química, también ha dado la pauta para llevar a cabo otros estudios que expliquen desde un aspecto microestructural, el proceso que se presenta en las partículas del suelo después de haber sufrido alguna alteración (Mitchell, 1960, Bjerrum, 1967, Díaz-Rodríguez, 1998 y 1999) mismas que serán mencionadas en forma breve en este trabajo.

De acuerdo con la literatura especializada, se sabe que los efectos de la tixotropía se han relacionado con el fenómeno de consolidación secundaria. Mitchell (1960), ha explicado que el mecanismo de endurecimiento tixotrópico es dependiente del tiempo, en el cual los arreglos entre sus partículas tienen cambios, y moléculas orgánicas.

Otra variable que es importante mencionar es el pH de los materiales térreos, ya que de pruebas hechas en caolinitas de acuerdo con una investigación editada por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (SMMS, 1993), se ha encontrado que éstos tienen una cierta influencia en el contenido de agua, para los cuales, las caolinitas soportan un esfuerzo efectivo particular. La explicación es que el pH determina el signo de la carga en las orillas de láminas de partículas de caolinita. Para los valores de pH menores de cinco implica una alta concentración de iones de hidrógeno con partículas positivas en las orillas, mientras que para un pH elevado cerca de 9.5 corresponde a deficiencias de hidrógeno y partículas en las orillas que podrían llevar una carga negativa.

La característica esencial de los sedimentos lacustres de la Ciudad de México es su alta compresibilidad que es efecto de sus fracciones finas laminares y de su viscosidad intergranular. Como resultado de esto los suelos se caracterizan por presentar dos tipos de consolidación: la fase primaria y la fase secundaria, y aun, cuando existen divergencias entre los lapsos de inicio y fin de la consolidación primaria y secundaria, algunos estudios han mencionado que están asociadas estas dos fases.

Los sedimentos lacustres de la Ciudad de México se identifican por ser singulares con relación a otros sedimentos en el mundo, ya que presentan características de gran compresibilidad y cuya resistencia al esfuerzo cortante es variable. La explicación del endurecimiento tixotrópico en este tipo de suelo se relaciona directamente con los efectos de la micro-estructura; sin embargo, aún no se ha logrado determinar en forma precisa el tiempo que tarda un suelo en recuperar sus propiedades mecánicas originales, lo que ha llevado a una serie de investigadores a estudiar ¿cómo ocurre? y ¿a que se debe la reestructuración del suelo? y ¿cuánto tiempo tarda en recuperar sus propiedades?. Por tal razón, se eligió desarrollar esta tesis en forma experimental, para correlacionar tanto la información teórica como la obtenida en laboratorio, e interpretar cómo ocurre el proceso de recuperación de dichas propiedades y estimar el tiempo requerido para tal recuperación, lo cual puede ser aplicado a lo siguiente:

- En campo, esto se realiza cotidianamente para efectos de piloteado o excavaciones para cajones de cimentación.
- Conociendo estas propiedades, podremos optimizar el tiempo en la etapa de hincado de pilotes para cualquier construcción que sea desplantada en suelo arcillosos.

Para llevar a cabo este trabajo, se realizaron dos conjuntos de pruebas: 1°) pruebas de consolidación unidimensional en suelos inalterados y remoldeados para medir la variación en las características de compresibilidad, y 2°) pruebas para medir la variación de la rigidez del suelo mediante el uso de elementos *bender* (piezo-cerámica) (De alba P., 1991), en condiciones de contenidos de agua constante y sin cambios en los niveles de esfuerzo en cualquier dirección. Este último (elementos *bender*) es un instrumento que nos da la ventaja de medir el incremento de la resistencia del suelo de forma continua.

La estructura de este trabajo es la siguiente: la parte introductoria se encuentra en el capítulo uno, allí se ubican tanto antecedentes del tema como objetivos y metodología. En el capítulo dos se presenta el marco teórico de la micro - estructura del suelo, con especial referencia a los sedimentos lacustres de la ciudad de México. Una breve descripción de la geología regional y del sitio de estudio se presenta en el capítulo tres, lo que incluye los trabajos de exploración realizados y el tipo de muestras obtenidas.

En el capítulo cuatro se presenta la descripción de los aparatos de laboratorio empleados y la instrumentación en algunos casos. Las pruebas de laboratorio se describen en el capítulo cinco y los resultados de las pruebas realizadas se presentan en el capítulo seis. Finalmente, las conclusiones y recomendaciones se exponen en el capítulo siete.

1.2.- Antecedentes y justificación

Sin duda, las propiedades mecánicas de mayor interés en el suelo de la Ciudad de México son: la compresibilidad y la resistencia al esfuerzo cortante, y como consecuencia, la predicción de los hundimientos y la capacidad de carga. Estos fenómenos han propiciado que los investigadores y los ingenieros constructores analicen las causas que producen los efectos de hundimiento e inestabilidad en suelos, para encontrar soluciones a los problemas ocasionados por la incertidumbre que se presenta en el momento de realizar el diseño y la construcción, así como el futuro comportamiento de las estructuras alojadas en el suelo de la ciudad de México.

Se han hecho investigaciones experimentales con arcillas de otras partes del mundo (Allman, 1992, Burland, 1990), en las que se ha encontrado una estrecha relación entre los efectos de desestructuración - reestructuración del suelo y la variación en las propiedades de compresibilidad y resistencia, lo cual está asociado a la tixotropía.

Estas son algunas de las razones por las que es necesario conocer el comportamiento de los suelos ante distintos tipos de alteración, ya sea remoldeo en laboratorio o directamente alteración en campo. Se puede prever que los resultados a los que se lleguen en determinados ensayos son sólo una aproximación de las características reales del suelo. Sin embargo, estas deficiencias posteriormente pueden ser compensadas entre sí durante la ejecución de la prueba, o bien en los cálculos.

Con la ayuda de nuevos métodos de trabajo y formas de experimentación, tenemos la ventaja de estudiar con mayor profundidad las propiedades de un suelo, incluso predecir su comportamiento a largo y mediano plazo. El conocimiento de las características de esfuerzo-deformación y resistencia al esfuerzo cortante en un suelo, son parte esencial para el diseño de cimentaciones, en este caso para los suelos de la ciudad de México, los que han sufrido eventos geológicos naturales como: sismos y hundimiento regional que los hace sumamente complejos.

1.3.- Objetivo y alcance

1.3.1.- Objetivo

- Investigar experimentalmente el comportamiento de los sedimentos lacustres de la ciudad de México, para identificar el proceso de recuperación de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo que se presenta en materiales remoldeados (manualmente) con el tiempo de reposo. Con esto, se podrá obtener una fórmula para estimar el tiempo en que se recupera la resistencia de un suelo remoldeado respecto a la resistencia de su estado original, lo cual se obtendrá a partir de las mediciones hechas con elementos *bender* en laboratorio.

1.3.2.- Alcance

- Mostrar la utilidad que proporciona el uso de los elementos *bender*, específicamente en la medición de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

1.4.- Metodología

Para desarrollar este trabajo de tesis y cumplir con los objetivos señalados anteriormente, se empleará la siguiente metodología:

- Se medirá la velocidad de propagación de ondas de esfuerzo cortante en una muestra de suelo remoldeada obtenida del sitio de exploración mediante el uso de elementos *bender* (piezo – cerámica), para estimar la evolución de la rigidez del material, y con ello calcular la variación en la resistencia.
- A partir de los resultados obtenidos de las mediciones con elementos *bender* se llevará a cabo el cálculo de la resistencia al corte de suelos, y éstos serán comparados con las mediciones obtenidas de pruebas hechas con veleta de laboratorio y campo de suelos inalterados.
- Se emplearán muestras representativas del sitio “Alameda Central” para realizar pruebas de consolidación unidimensional en los estados: inalterado y remoldeado para conocer los cambios en los parámetros de compresibilidad. Solamente un ejemplo para cada tipo de material.

2.- BASES TEÓRICAS RELACIONADAS AL FENÓMENO DE TIXOTROPÍA

2.1.- Composición del suelo

Los suelos en general están constituidos por tres fases: sólida, líquida y gaseosa. La fase sólida esta compuesta por partículas minerales, las cuales forman el esqueleto del suelo, su tamaño puede variar desde fragmentos de roca hasta partículas coloidales. Este arreglo tiene cavidades que ocupan las otras dos fases. La fase líquida de los suelos esta compuesta de agua con una gran variedad de electrolitos disueltos. La fase gaseosa es usualmente aire, aunque puede contener gases disueltos. El resultado de la interacción de todas las fases genera ciertas características en las propiedades de compresibilidad y resistencia. En este apartado nos referiremos a fracciones arcillosas las cuales están formadas casi totalmente por material fino y de tamaño coloidal.

Los niveles de estructura que se manejan para definir las características del suelo, dependen de la escala de medición: macroestructura, microestructura y nanoestructura. La macroestructura estudia rasgos del suelo cuya escala esta de metros a centímetros, comúnmente se refiere a características geológicas, tales como: fallas, fracturas, grietas etc. La nanoestructura hace referencia a las características del suelo cuya escala son los nanómetros, y que para poder describir tales características, emplea aparatos especiales como microscopio de fuerza atómica (AFM) con los cuales alcanza niveles de medición del tamaño de átomos. La escala que manejaremos para explicar la tixotropía del suelo es a nivel microestructural, por lo cual, describiremos con más amplitud este tema.

2.2.- Microestructura del suelo

El suelo en estado “inalterado” o “natural” difiere del suelo remoldeado en varias formas. Estas diferencias surgen de la influencia de la *microestructura*, la cual se define a partir de la combinación de cuatro componentes (Díaz Rodríguez, 1998):

- El arreglo geométrico de los elementos estructurales
- Las fuerzas de interacción entre los elementos estructurales
- La composición química y
- La constitución mineralógica

Todos los materiales en la naturaleza poseen una *estructura*, es decir, presentan una serie de elementos repetitivos que en su conjunto constituyen la esencia del material y dan origen a propiedades particulares. Crawford (1963), señaló de una forma muy objetiva como repercute el remoldeo en suelos. El efecto que se produce cuando remoldeamos un suelo cuya estructura inicial funcionaba en conjunto, se desestructura, ocasionando así que los elementos interactúen de forma distinta (trabajando en forma individual). Un

ejemplo clásico que se emplea para explicar el efecto de *estructura* es una ilustración que muestra la pérdida de resistencia de una arcilla extremadamente sensitiva al remoldeo, ver Figura 1.

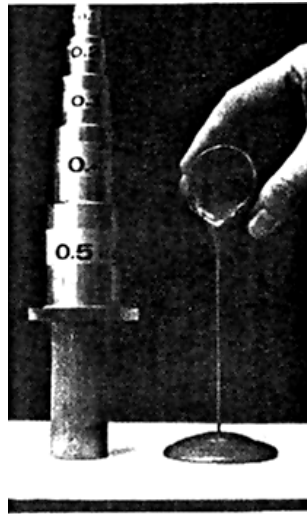


Figura 1. El efecto de la estructura (Crawford, 1963) tomado de Mitchell James K, Fundamentals of soil behavior).

El arreglo geométrico es la conformación de las partículas en forma individual o por grupos y de los vacíos existentes en la muestra de suelo. (Ver figura 2).

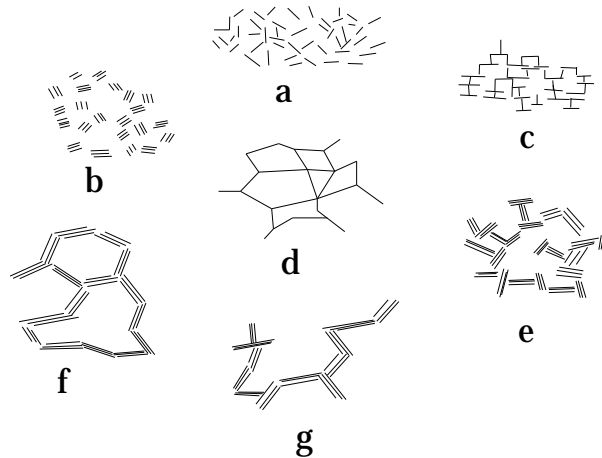


Figura 2. Modos de asociaciones de partículas (Van Olphen, 1977, tomado de Mitchell James K, Fundamentals of soil behavior).

Mitchell (1993), indica que la clasificación de los distintos tipos de asociaciones de partículas arcillosas suspendidas es la siguiente: 1-Dispersa, 2-Agregada, 3-Floculada, y 4-Defloculada; y combinaciones de estas terminologías.

Con referencia a la figura 2, en el inciso a) se muestra una asociación de partículas arcillosas dispersas y defloculadas, para el inciso b) son agregadas pero defloculadas y con agregación orientada. En el inciso c) las partículas son floculadas pero dispersas, en d) floculadas y dispersas, en f) y g) son floculadas y agregadas. Como el arreglo geométrico depende de la orientación de las partículas, podemos decir que; si el arreglo es paralelo la orientación es dispersa, y si el arreglo es floculado la orientación es errática. El tamaño de los poros, la distribución y el número de contacto entre partículas también son parte del arreglo geométrico.

A su vez, la orientación de las partículas esta en función de las **fuerzas de interacción entre partículas**, es decir; de la composición química, del contenido de electrolitos, de la sensibilidad y el tamaño de los granos. De la misma forma las fuerzas de interacción entre partículas se clasifican en: *fuerzas repulsivas*; electrostáticas, hidratación iónica de la superficie y *fuerzas de atracción*; electrostáticas, electromagnéticas, de cementación y esfuerzos capilares.

La **composición química** y **constitución mineralógica** están estrechamente ligadas puesto que ambos dependen directamente de la naturaleza del material y de las condiciones de alteración a la que haya sido expuesto: presiones actuantes, temperatura y humedad.

El estudio de la **mineralogía** concierne tres aspectos fundamentales: estructura cristalina, características físicas y propiedades químicas de los minerales. Para clasificar mineralógicamente los sedimentos de la ciudad de México, se realizan comúnmente este tipo de pruebas: difracción de rayos X, análisis térmico diferencial, microscopía electrónica, intercambio de bases y análisis infrarrojo; sin embargo, es importante mencionar que los minerales presentes en una muestra de suelo no pueden ser identificados con un método único, por ello en la determinación de la composición del suelo suelen emplearse diversas técnicas. En el esquema de la figura 3 se presenta el análisis composicional para identificación de los minerales. En dicho esquema se presenta un análisis semicuantitativo y cualitativo.

Uno de los objetivos de estas técnicas es observar si el suelo tiene materiales amorfos, es decir, materiales no cristalinos, para ello se ha empleado el microscopio de fuerza atómica que es equipo de reciente uso, el cual alcanza la resolución para identificar los átomos de los minerales (Díaz Rodríguez, 1999).

Al conocer la estructura cristalina podemos identificar el mineral y explicar sus propiedades físicas, las cuales en gran parte dependen del modo como se hallan ordenados los átomos y las moléculas de que constan (Díaz-Rodríguez, 1999). Las principales características físicas que sirven para identificar a los minerales son el peso específico, la dureza, forma, brillo y textura de la superficie; de tal forma que estas características y la interacción con la fase líquida determinan la plasticidad del suelo, su fluencia, su compresibilidad, su resistencia y su comportamiento hidráulico.

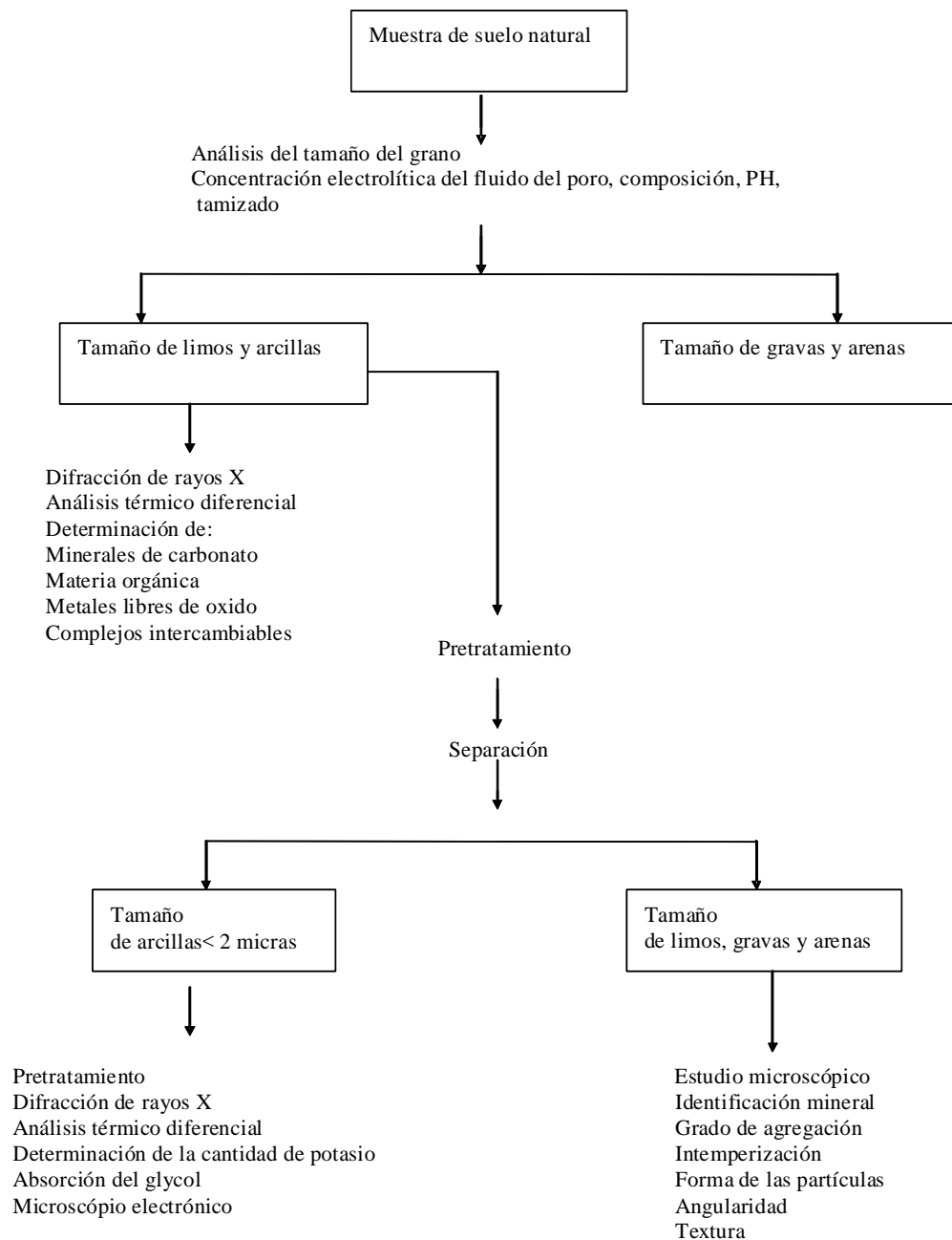


Figura 3. Diagrama de flujo para análisis composicional en suelos (Adaptado de Lambe y Martin, 1954)

En los párrafos siguientes, mencionaremos las características de las arcillas, ya que son los suelos que predominan en la Ciudad de México, y a los cuales haremos referencia durante el desarrollo de este trabajo.

2.3.- Descripción general de las arcillas

Las arcillas son cualquier sedimento o depósito mineral que se comporta plásticamente cuando se le agrega agua en la cantidad adecuada y consiste de un material muy fino, formado por partículas de forma laminar muy pequeñas cuyo tamaño es inferior a 2 micras. Estos materiales provienen de rocas sedimentarias clásticas y se componen principalmente de silicatos de aluminio hidratados, con gran capacidad de absorción. Este tipo de minerales naturales se han depositado en los lechos de lagos y mares por la acción de arrastre de los ríos y el viento.

Su comportamiento mecánico es de vital importancia en la ingeniería civil, ya que sus características de resistencia al corte y compresibilidad han sido estudiadas durante décadas por varios investigadores para fines prácticos en la industria de la construcción.

2.4.- Mineralogía de las arcillas

Se menciona en la definición anterior que los minerales de arcillas son silico - aluminatos hidratados, es decir que desde el punto de vista químico están compuestas de silicio (**Si**), aluminio (**Al**), oxígeno (**O**) e hidrógeno (**H**). Aunque la estructura molecular de los minerales de arcilla es complicada, las investigaciones han demostrado que ellos están constituidos básicamente por dos tipos de láminas:

a) Lámina *silícica*: La unidad básica silícica (SiO_2) esta formada por un átomo de silicio, rodeado de cuatro de oxígeno, disponiéndose el conjunto en forma de tetraedro (en, griego "cuatro caras"). Los tetraedros se agrupan para formar láminas silícicas.

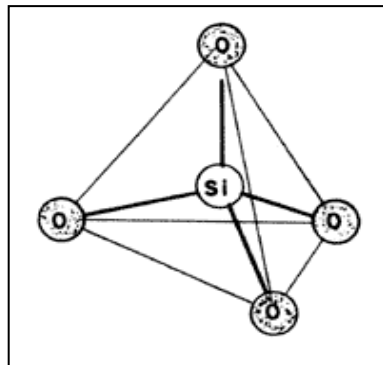


Figura 4. a) El tetraedro está compuesto por un átomo central de silicio (**Si**) y cuatro átomos de oxígeno en las esquinas (**O**).

Si cada átomo de silicio tiene cuatro cargas eléctricas positivas, mientras que cada átomo de oxígeno tiene dos cargas negativas, es necesario que cada uno de los átomos de oxígeno use una de sus cargas para atraer a una de las cargas del silicio, quedando así saturado el átomo central (**Si**), mientras que las esquinas todavía tienen una carga negativa para enlazarse a otro átomo con carga positiva (Figura 4). Cuando esto último ocurre, se puede formar una cadena de tetraedros, mediante los enlaces del tipo: **-O-Si-O-Si-O-Si-O-**.

b) *Lámina alumínica*: La unidad básica alumínica ($\text{Al}(\text{OH})_6$) está formada por un átomo de aluminio rodeado de seis de oxígeno (o hidróxido), disponiéndose en forma de octaedro. Al agruparse los octaedros con un átomo de oxígeno como nexo entre octaedros da lugar a una lámina alumínica.

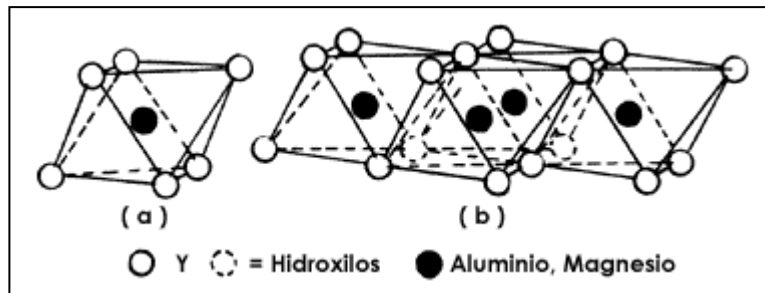


Figura 5. Lámina alumínica formada a partir de la unidad básica, el octaedro.

De las combinaciones de estas dos capas y de los distintos cationes y aniones que las forman resulta la gran variedad de los minerales arcillosos, principalmente: caolinitas, montmorilonitas e illitas.

2.4.1.- Tipos de minerales arcillosos

Se tienen diferentes tipos de arcillas, los más comunes se describen en seguida:

Caolinitas: Del nombre chino Kau-ling. Están formadas por una unidad silícica y una unidad alumínica superpuestas de manera indefinida. Con esta unión, el agua no puede penetrar fácilmente, y no está sujeta a expansión cuando se satura, por lo cual se considera que son estables en presencia de agua. Su composición química general se expresa mediante la fórmula:



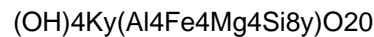
La caolinita es un mineral abundante en los suelos. Un mineral que pertenece a esta familia es la Halloisita.

Montmorilonitas: Su nombre deriva del francés Montmorillon, lugar de Francia en que se encontró este material. Se forma por la superposición indefinida de una lámina alumínica entre dos láminas silícicas, pero con una unión débil entre sus láminas, lo que hace que el agua pueda penetrar fácilmente, por lo que son muy inestables y pueden inducir a la expansión. Su composición química se expresa mediante la siguiente fórmula:



La bentonita es parte de la familia de las montmorilonitas, usualmente se forma a partir de la intemperización de las cenizas volcánicas.

Illita: Su nombre proviene de Illinois, EUA. Su estructura es similar a la de la montmorilonita en lo referente a las unidades básicas, pero son diferentes en su composición química, debido a la presencia de potasio:



La estructura básica de la illita consiste de una lámina octaédrica de gibsita entre dos láminas silícicas. Es semiestable en presencia de agua.

Para el caso de suelos cohesivos el problema de la identificación de los minerales es más complejo, ya que se trata de un material natural heterogéneo en cuyo proceso de formación intervienen una serie de factores tales como: ambiente de depositación, velocidad de acumulación, turbulencia durante la sedimentación, cambios post-depositacionales, entre otros factores, (Díaz-Rodríguez, 1999).

2.5.- Definición del suelo de acuerdo al tipo de estructura

Puesto que se han presentado una serie de discusiones con respecto a los conceptos de estructuras del suelo, se da una definición la cual se ha convenido emplear en este documento para hacer referencia al suelo de acuerdo a su grado de alteración.

Bourland (1990), le llama suelo reconstituido a aquel suelo que ha sido desestructurado o remodelado y que después de haberlo dejado en reposo recupera sus propiedades mecánicas, o sea se reconstituye. Esta observación ha sido muy útil para interpretar las correspondientes características de arcillas sedimentadas naturales.

Los diferentes tipos de suelo con especial referencia a su estructura y grado de alteración física son los siguientes:

2.5.1.- Suelo inalterado (con su estructura natural)

Suelo inalterado: Es el material que conserva las condiciones de su formación y deposición en la naturaleza manteniendo intacta su estructura y propiedades, incluso después de que fue extraído y trasladado al laboratorio.

2.5.2.- Suelo alterado

Suelo alterado: Es aquel que durante el proceso de muestreo y/o manipulación tiene una modificación de su estructura y como consecuencia de sus propiedades mecánicas.

2.5.3.- Suelo remodelado (desestructurado)

Suelo remodelado: Es aquél que a través de una acción mecánica (ya sea con equipo o manualmente) se destruye completamente su estructura, modificando sus propiedades mecánicas y su comportamiento.

Haciendo referencia a la prueba de compresibilidad y de acuerdo a la estructura del suelo, tenemos los siguientes conceptos:

Rama estructurada: Es la parte de la curva de compresibilidad donde el suelo mantiene su estructura sin modificación de sus uniones y las deformaciones que se generan debido a la acción de fuerzas externas son pequeñas.

Rama desestructurada: Es la parte de la curva de compresibilidad donde el suelo forma pendientes muy pronunciadas. Se podría decir que las características que presenta el suelo en este estado son comparables con las características en que fue depositado en sus orígenes.

Los factores que intervienen en el desarrollo de la estructura son: la mineralogía, la granulometría, forma de las partículas, química del agua, temporal (medio de depósito, turbulencia), concentración de sedimentos y velocidad de sedimentación (Díaz-Rodríguez et al, 1998).

2.6.- Mineralogía de sedimentos lacustres de la ciudad de México

Los materiales que se encuentran en la ciudad de México presentan mineralogía variable; debido a la complejidad de su formación se han realizado pruebas para identificar sus componentes, encontrando que los sedimentos en general se formaron debido a que gran parte de la ceniza volcánica recristalizó en el interior de los minerales de arcilla, y que además contienen gran cantidad de ostracodos y restos de diatomeas (Díaz-Rodríguez et al, 1998) provocando con ello, que su estructura sea porosa y que presente una relación de vacíos grande.

Los trabajos de investigación realizados por Mesri (1975), Zeevaert (1986) y Díaz-Rodríguez et al (1998), indican que el tipo de arcilla identificada en estos suelos es del tipo montmorilonita principalmente. La montmorilonita presenta cristales sin morfología definida en un sistema con un alto contenido de esmectita y calcio asociado a calcitas, clásticos basálticos y alto contenido de cristobalita.

De estudios previos realizados (Díaz-Rodríguez et al, 1998) se encontraron los siguientes grupos de minerales:

- Minerales detríticos, tales como: plagioclasa, hornblenda, hiperestena, cristobalito, vidrio, minerales de arcilla, ceniza volcánica y parte de materia orgánica, todos ellos producto de la erosión de la cuenca.
- Calcita precipitada bioquímicamente, como: ostracodos, conchas marinas, silica biogénica y frustules de diatomeas, olitas, intraclastos y materia orgánica.

- Minerales diagénicos formados principalmente por la alteración de vidrio volcánico o bien, por la inestabilidad de componentes primarias durante su deposición, tales como: la sílice opalina y minerales ferromagnesianos. Otros minerales identificados son: cristobalita, goetita, calcita y pirita.

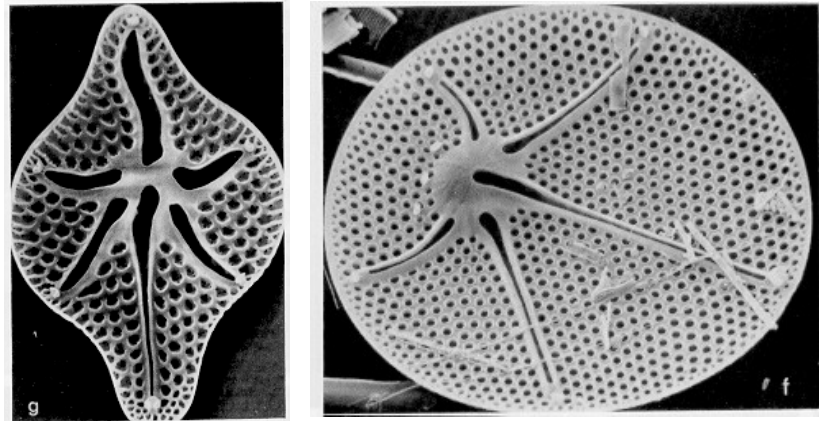


Figura 6. Partículas de diatomeas vistas en el microscopio electrónico de barrido (Díaz Rodríguez, DEPI UNAM).

Los tres grupos mencionados anteriormente, son los constituyentes de un perfil de suelo de la zona de la ciudad de México.

La variación del color de los sedimentos encontrados en suelos arcillosos de la Ciudad de México se debe a múltiples factores. Así se tiene que de 1.2 a 5.2 metros de profundidad aproximadamente las muestras del suelo son de color gris, gris oscuro y negro. A mayor profundidad de 5 a 20 metros se tienen colores, gris verdoso, gris olivo y café rojizo posiblemente por etapas de oxidación, lo que indica la presencia de agua. Los colores oscuros son propiciados por las condiciones de deposición primaria o procesos diagenéticos.

También presenta materia orgánica la cual disminuye con la profundidad, sus porcentajes son de 1.1 a 9.9%. El color que las caracteriza, se debe a las condiciones de temperatura y permeabilidad.

No se descarta la posibilidad de la existencia de otros minerales, ya que esto depende del sitio de estudio, de la profundidad, de las condiciones de drenaje y de las condiciones de sedimentación. Incluso, los resultados presentados de otros estudios pueden variar debido a factores como: método de análisis y preparación de muestras básicamente. El porcentaje de partículas del tamaño de arenas va de 2 a 10%, del tamaño de limos de 40 a 70% y el porcentaje de partículas del tamaño de arcillas esta entre 20 y 55%.

Para poder realizar las pruebas de mineralogía usualmente se elimina la materia orgánica y los carbonatos, por diversas técnicas (Díaz-Rodríguez et al, 1998).

Los valores de pH del perfil mencionado son los siguientes: para la profundidad de 2.3 a 30 metros varía de 7.5 a 8.9. A profundidades mayores este valor llega a ser hasta de 4.2.

3.- RECONOCIMIENTO GEOLÓGICO Y EXPLORACIÓN DEL SITIO DE ESTUDIO

3.1.- Origen de los silicatos

Aún con las técnicas modernas disponibles hoy en día, el conocimiento que tenemos de la corteza terrestre es limitado, ya que sólo se ha explorado una pequeña porción de esta. Sin embargo, mediante métodos indirectos, como los geofísicos, se ha logrado observar que la estructura interna de la Tierra es semejante a una cebolla, ya que está formada por capas que tienen una composición más o menos definida: así tenemos que en el interior de la superficie encontramos la capa llamada SIAL, situada entre los 40 y 100 km de profundidad, que es rica en sílice (SiO_2) y aluminio, es de tipo ácido y tiene una densidad media de 2.7. Más hacia el interior se encuentra la capa denominada SIMA, compuesta por hierro y magnesio, pero con algunas porciones de sílice, aluminio y otros elementos. La capa SIMA es considerada la roca madre de todas las formaciones minerales que afloran en la superficie. Esto quiere decir que es muy probable que las primeras rocas superficiales se hayan formado por el enfriamiento y cristalización posterior de las corrientes de magma provenientes de la capa SIMA, acarreadas por las erupciones volcánicas y que se fueron enfriando en la superficie, dando origen a las rocas básicas como son los basaltos. En cambio, la afloración del material fundido proveniente de la capa SIAL, a través de las hendiduras y fallas, originó la formación de las rocas ígneas de carácter ácido: los granitos.

La acción del vapor y de los cambios de temperatura ocasionaron que las primeras rocas se intemperizaran y formaran mezclas finas de minerales. Estos materiales permanecieron en forma de residuos o bien, fueron transportados y depositados finalmente en los lechos de los ríos y en los fondos marinos, este arrastre, pudo ser por vía fluvial, por medio de los glaciares o por los vientos. Finalmente, los depósitos de los lechos lacustres y marinos construyeron los yacimientos más importantes de este tipo de minerales.

Por lo anterior, podemos decir que el 95% de la corteza terrestre está formada por silicatos. La corteza tiene una densidad media de 2.7 mientras que la densidad media de la Tierra es de 5.5; o sea, que en el interior se concentran los elementos más pesados, hierro, níquel, etc. Debido a que los silicatos son los principales compuestos que forman las arcillas, incluimos en esta sección las características básicas de su proceso de formación.

La familia de los silicatos comprende la mayoría de los minerales de la corteza terrestre, incluido el cuarzo y, como veremos, su composición y estructura están relacionados directamente con la historia geológica de la Tierra, es decir, que dependen de la naturaleza de la roca madre que les dio origen, así como del ambiente a que fueron sometidos durante la etapa de arrastre o deposición. Las arcillas son una rama de los silicatos y su formación obedece a tres mecanismos principales: 1) por herencia, 2) por neoformación y 3) por transformación. El primer mecanismo indica que el material arcilloso fue derivado directamente de una roca madre y es este tipo de arcillas el que predomina en los sedimentos de lagos y mares. Los otros dos mecanismos implican una reacción química entre varios componentes.

3.2.- Geología regional

Los procesos geológicos nos ayudan a interpretar la presencia de diversos tipos de materiales en el subsuelo de la ciudad de México. Mooser (1990) ha explicado que la presencia de los materiales arcillosos compuestos principalmente por sedimentos calcáreos y rocas constituidas por basalto se debe a eventos naturales que se presentaron en las primeras eras de la tierra; tales como, formaciones de montañas producto de emanaciones de lava y basalto a través de fracturas en el subsuelo, generando con ello que en la ciudad de México se formara una cuenca. De tal forma que las elevaciones topográficas formadas empezaban a rodear a la ciudad y por esta razón, se almacenó agua en varios lagos y los ríos que descendían de las Sierras circundantes depositaron materiales muy diversos al coincidir en dichos lagos, formando así potentes conos de deyección. Al mismo tiempo, la parte central de la cuenca se iba llenando con acarreo limo-arenoso y emisiones de cenizas y pómez provenientes de los volcanes del Sur y de otras formaciones montañosas. Finalmente, en la época glacial de alta precipitación de los últimos 100,000 años la masa de agua se extendió en las partes bajas llegando a formar un solo lago. La muestra más representativa de dicho acontecimiento es el lago de Texcoco.

3.2.1.- Zonificación para fines geotécnicos

Debido a que las condiciones son distintas al pasado en lo que respecta a la geohidrología, el enorme lago ha desaparecido, de tal forma que las zonas más cercanas a los cerros prácticamente se han consolidado como zonas de suelo con alta resistencia (ya que se encuentran sustentadas en basalto) a diferencia de las partes centrales de la ciudad cuya resistencia al esfuerzo cortante es muy baja, además de tener la propiedad de ser altamente compresible. Dentro de estas dos zonas identificadas se encuentra una zona intermedia llamada zona de transición, en la cual los materiales que se pueden encontrar presentan características de resistencia y deformidad variables, producto de las intercalaciones de arcilla, limo y lentes de arena con intrusiones magmáticas. Con este panorama, la ciudad de México ha sido dividida en tres zonas geotécnicas (Figura 7): zona I de lomas, zona II de transición y zona III de lago, de acuerdo con lo indicado en el artículo 219 del reglamento de construcciones del Distrito Federal. Sin embargo, tal zonificación resulta muy general para fines geotécnicos, lo que ha provocado que en la actualidad, se haga una zonificación más detallada.

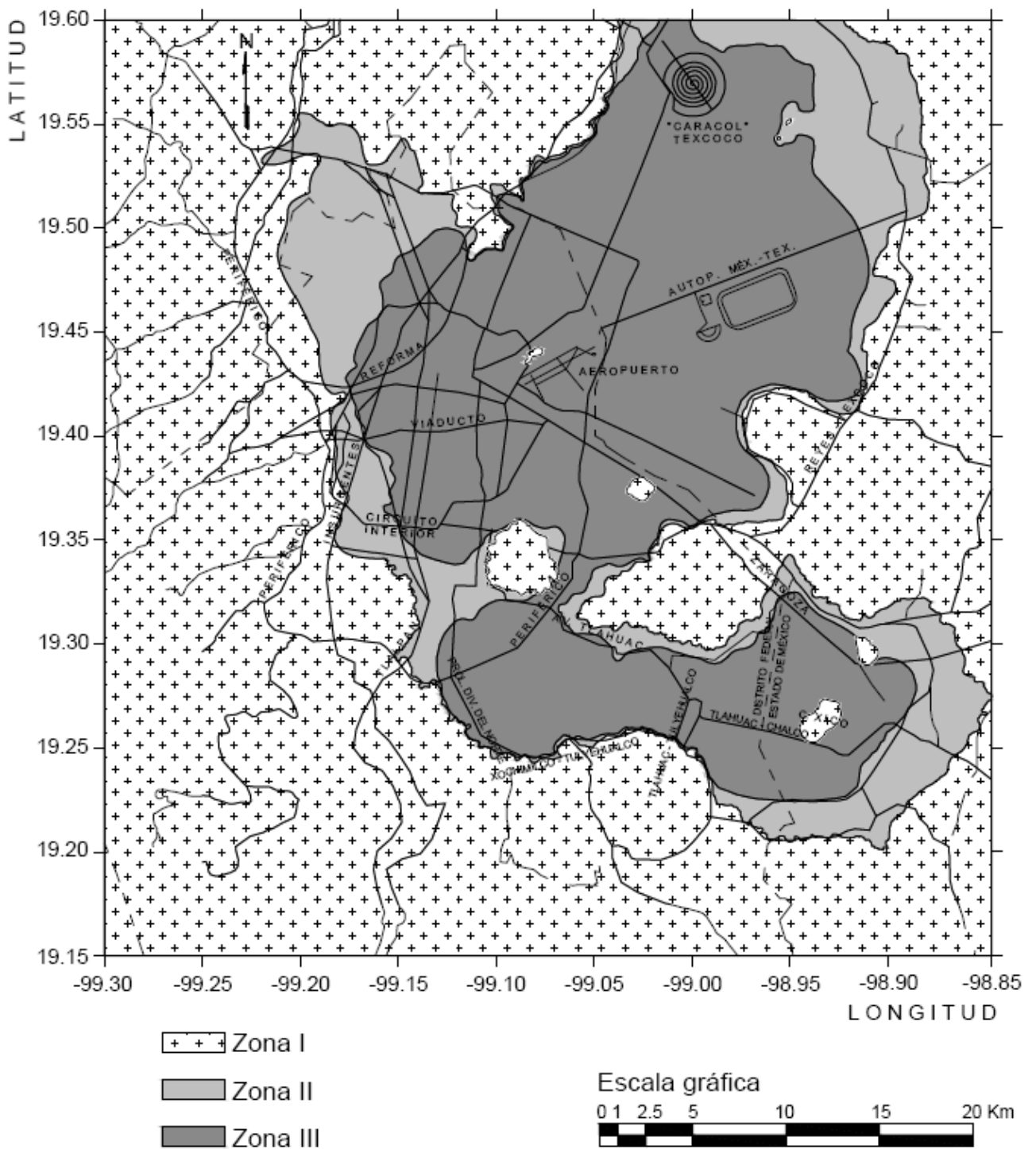


Figura 7. Zonificación geotécnica del Distrito Federal

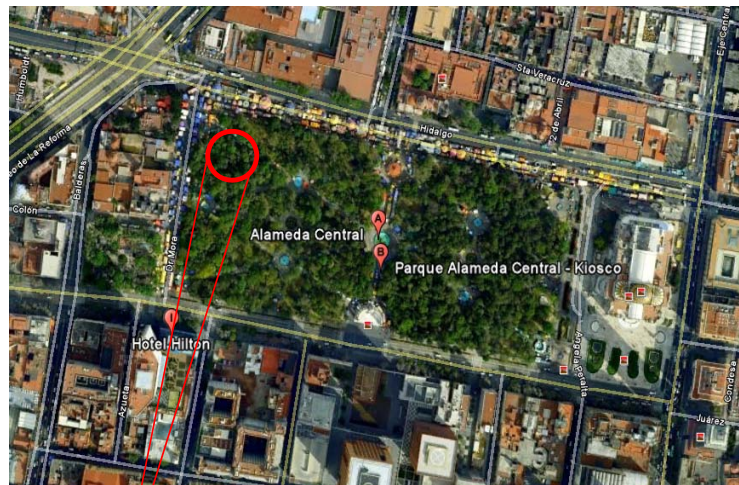
Para el proyecto en cuestión la zona de estudio se encuentra clasificada dentro del área de lago (zona III), cuya descripción general, es la siguiente:

3.2.2.- Zona de lago

Son suelos formados por el arrastre y la sedimentación de ceniza volcánica de tamaño ultrafino, constituido básicamente por arcillas de alta compresibilidad, de variados colores y de consistencia blanda a media. Su espesor varía en dirección Norte – Sur de 17 metros desde el Caracol a más de 40 metros en el Bordo de Xochiaca. En dirección Oriente – Poniente varía entre 38 y 17 m con un espesor que oscila entre 15 y 32 m, y que puede presentar lentes de arena y limo.

3.2.3.- Sitio de estudio

El sitio donde se realizó la exploración es considerado como uno de los lugares representativos de la zona de lago de la ciudad de México, en él se encuentran construcciones de interés histórico y en el cual se han manifestado los efectos del hundimiento regional en forma considerable, además de presentar hundimientos diferenciales en algunas de las construcciones cercanas (Palacio de Bellas Artes). La Alameda Central es un lugar con suelos normalmente consolidados y se encuentra situado cerca de los lugares mayormente afectadas por eventos sísmicos. Se localiza a 19.26°N y 99.08°W . (Díaz Rodríguez, 1999).



Sitio de
sondeos

Figura 8. Ubicación de la Alameda Central (Lugar de exploración).

3.3.- Exploración geotécnica

Las muestras empleadas en la etapa de experimentación fueron extraídas de la Alameda Central, previendo para ello un programa de exploración geotécnica que consistió en lo siguiente:

- a) Investigación preliminar para definir tentativamente los programas geotécnicos del sitio.
- b) Investigación de detalle (realización de sondeos en campo y ejecución de pruebas de laboratorio).

Estas actividades nos permitieron obtener información sobre las condiciones estratigráficas del sitio en estudio, obtención de muestras y conocimiento del Nivel de Aguas Freáticas (N.A.F).

3.3.1.- Muestreo

El muestreo se llevó en dos de los cinco sondeos realizados (S-1 y S-2). En estos se tuvo un avance hasta los 10 metros de profundidad a partir del Nivel del Terreno Natural (N.T.N.), recuperando posteriormente muestras inalteradas con tubo shelby de las profundidades de 10 a 20.40 m y 10 a 20.20 m de profundidad respectivamente. Los muestreadores empleados son tubos tipo *shelby*, éstos constan de un tubo de pared delgada de dimensiones 12.5 cm de diámetro por 80 cm de longitud y se hincan a presión en el suelo. Los tubos shelby se recomiendan en el muestreo inalterado de suelos blandos a semiduros localizados arriba y abajo del nivel freático. El procedimiento del muestreo fue de acuerdo a las normas ASTM D1587 – 74, y para llevarlo a cabo se empleó una perforadora Long year 34, equipada con torre de perforación y bomba de lodo Moyno 3L – 6.

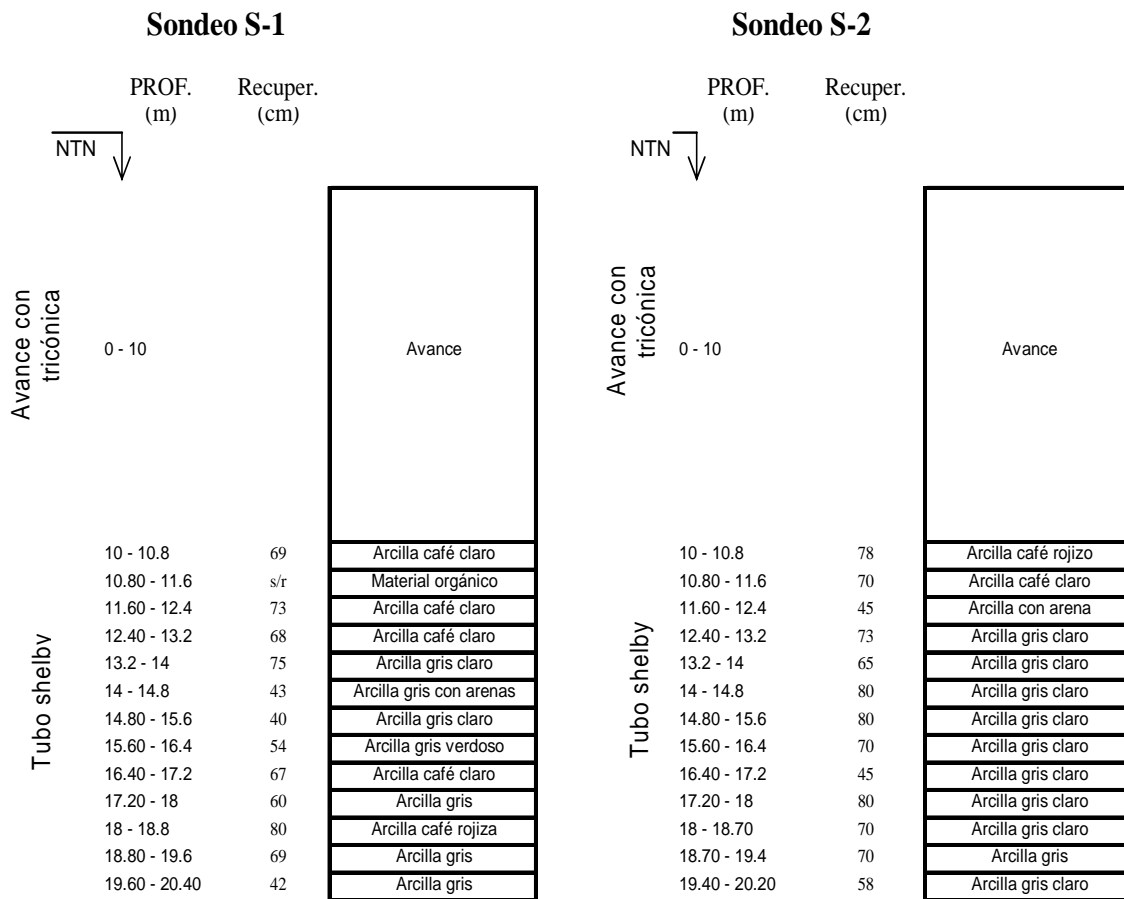


Figura 9. Registros de campo S-1 y S-2, Agosto 2001. (Alameda Central, México D.F.)

El Nivel de Aguas Freáticas (N.A.F.) se encontró a una profundidad de 3.90 m. Las muestras identificadas en campo fueron materiales arcillosos de colores variados. Los resultados de estos sondeos se observan en los registros de campo S-1 y S-2.

3.3.2.- Instalación de piezómetros

Dos sondeos posteriores se llevaron a cabo para medir presiones de poro; esto se realizó gracias a la instalación de dos piezómetros. Su colocación fue de 20 y 40 metros de profundidad. El procedimiento para la determinación de las presiones de poro es el siguiente; se hacen las perforaciones en los sitios de interés para alojar los piezómetros, se coloca en cada piezómetro una referencia superficial para efectuar las mediciones cuidando la verticalidad de la tubería y la sonda, lo cual se logra al confinarlo lateralmente con bentonita principalmente. En el nivel inferior de la sonda se coloca material de alta permeabilidad para permitir el paso del agua y a través del piezómetro permitir el ascenso del agua a una altura equivalente a la que fluye en el suelo. La figura 10 muestra los preparativos de dicha instalación.



Figura 10. Instalación de la sonda y piezómetro.

El avance se llevó a cabo con un cabezal tricónico desde la profundidad de 0 a 20 metros de profundidad, el material alterado fue recuperado con muestreadores de tubo partido y bolsas herméticas como se muestra en la figura 11. Éste se efectuó en la mayor parte de la longitud de los sondeos con las herramientas de penetración estándar de acuerdo con la norma ASTM D1586- 67.



Figura 11. Recuperación de muestras alteradas por medio de tubo partido

3.3.3.- Veleta de campo para medir la resistencia al corte

Por último, se llevó a cabo un sondeo con veleta instrumentada para determinar la resistencia al esfuerzo cortante en el sitio, esta información fue comparada con la resistencia obtenida en laboratorio. Las características de la veleta se observan en las figuras 12 y 13. Finalmente, el perfil obtenido de esta exploración se muestra en las figuras 14 y 15.



Figura 12. Características de la veleta de campo



Figura 13. Procedimiento de prueba con veleta

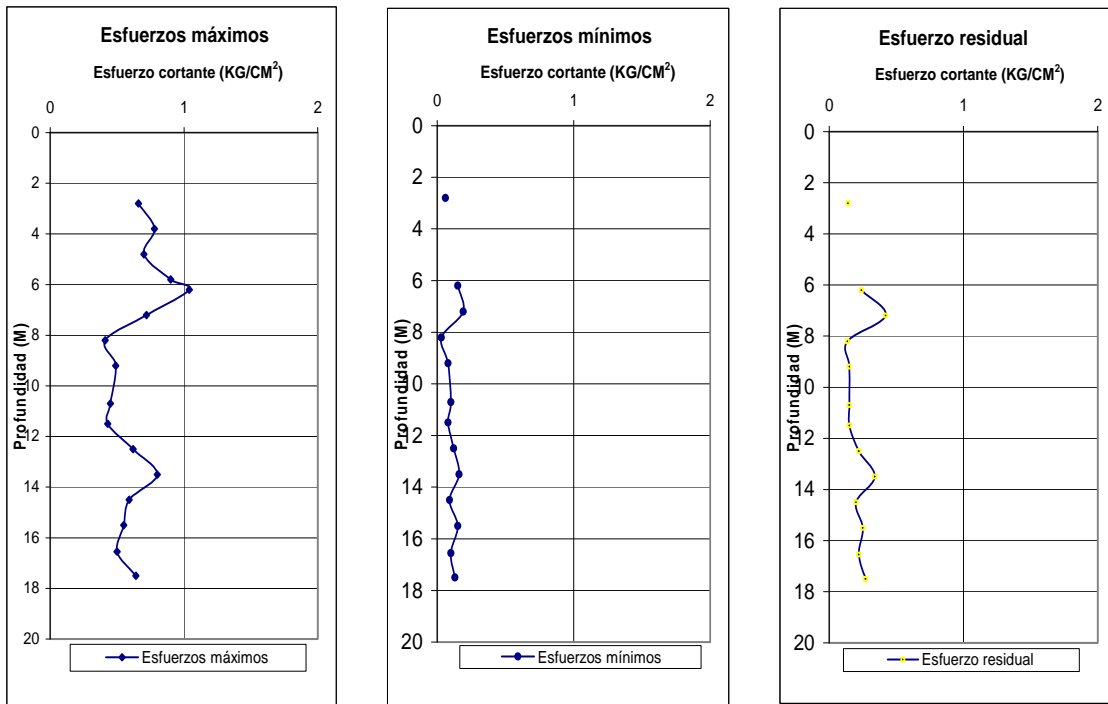


Figura 14. Perfil obtenido de la prueba con veleta de campo.

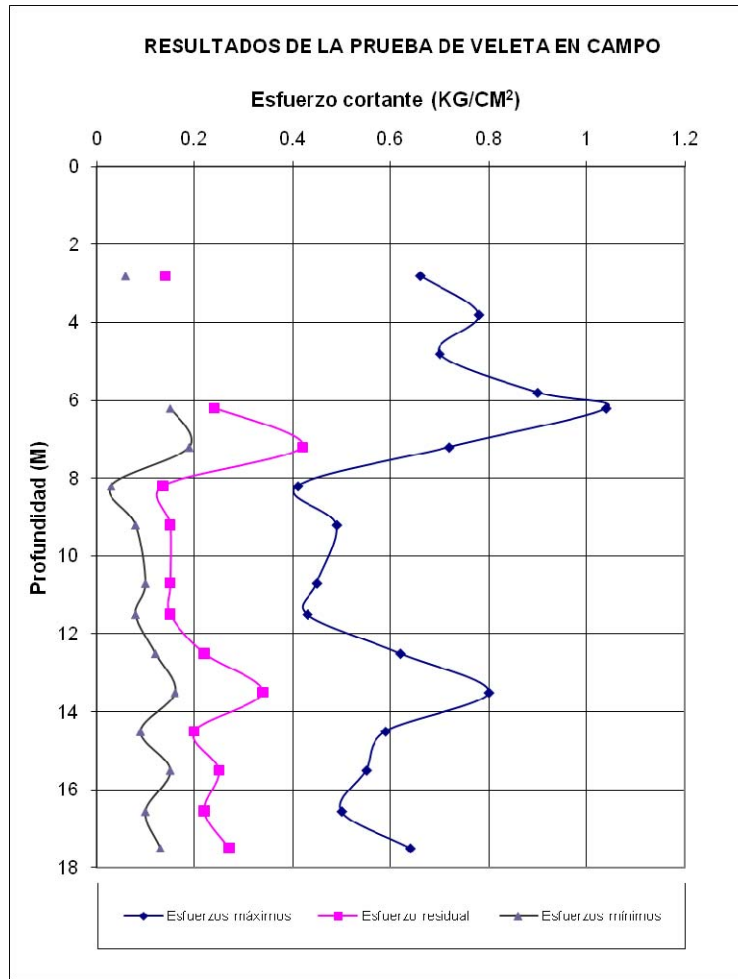


Figura 15. Perfil global de veleta de campo

Tanto en campo como en laboratorio se empleó equipo instrumentado con la finalidad de reproducir físicamente lo que ocurre con el suelo ante ciertas alteraciones. En este caso con el empleo de la veleta de campo se obtuvieron los siguientes resultados:

- Se observó que la resistencia máxima alcanzada fue del orden de 1 kg/cm² reduciendo drásticamente en una longitud de 2 metros a 0.4 kg/cm², menos de la mitad de su valor, por lo que se podría inferir que el suelo presenta un cambio de estrato el cual presenta resistencia al corte más baja en la profundidad de 8 metros, incluso ésta resistencia es menor a los materiales más superficiales encontrados entre 2 y 3 metros de profundidad.
- La resistencia o esfuerzo mínimo es del orden de 0.05 kg/cm².

Se observa que con el empleo de nuevas técnicas se facilita el manejo e interpretación de datos. En el siguiente capítulo se indica la forma en que los elementos bender proporcionan de una forma directa y sencilla los datos necesarios para determinar el incremento en la rigidez del suelo, el cual es un elemento de uso reciente en la mecánica de suelos.

4.- DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO PARA PRUEBAS DE LABORATORIO

En la ingeniería es necesario conocer los principios que sustentan el empleo de los aparatos usados en campo y laboratorio, ya que se precisa determinar los parámetros que éstos miden, así como las hipótesis bajo las cuales el funcionamiento de tales aparatos es satisfactorio y proporcionan datos confiables referentes a características físicas y mecánicas del suelo.

Las pruebas se realizaron con aparatos de laboratorio cuyas características permitieron obtener información para medir la tixotropía del suelo. Se clasifican en dos grupos: pruebas para medir el incremento de la rigidez del suelo a través de elementos bender y pruebas de consolidación con odómetros.

Se empleo el equipo y material que se describe a continuación:

1. Una caja de ensaye con elementos bender.
2. Un consolidómetro (odómetro) instrumentado para medir tanto deformación vertical como esfuerzos en la dirección horizontal.
3. Dos odómetros convencionales (para medir la deformación en la dirección vertical).
4. Veleta.
5. Torcómetro.
6. Penetrómetro.

4.1.- Equipo experimental para medir la rigidez G_{\max} en el suelo

4.1.1.- Descripción de los elementos “bender” (BE)

En este experimento se emplearon elementos *bender* de piezo-cerámica para medir mediante la propagación de ondas el incremento en la resistencia del suelo con el tiempo. Las dimensiones de los BE son 12 mm de largo, 6 mm de ancho y 0.6 mm de espesor. Los elementos “bender” funcionan como transductores, los cuales son capaces de convertir energía mecánica a energía eléctrica y viceversa. Consisten de dos láminas expandibles longitudinales, separadas por una capa aislante, y que están unidas en forma de sandwich, como se ve en la figura 16. Las flechas nos indican la dirección de polarización del material, y así las superficies polarizadas del electrodo nos indican si el elemento trabaja en serie o en paralelo. En este caso el término polarización se toma como la diferencia de potencial entre dos superficies.

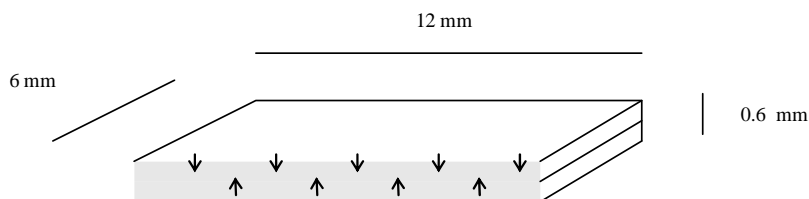


Figura 16. Dimensiones de los elemento bender.

Este elemento piezoeléctrico tiene la capacidad de producir un desplazamiento transversal cuando se le aplica un voltaje, produciendo así un movimiento de compresión y otro de tensión en las láminas que lo forman.



Figura 17. Forma que adopta un elemento *bender* al aplicarle voltaje.

4.1.2.- Antecedentes de elementos *bender*

La primera aplicación de estos elementos en suelos fue descrita por Shirley y Anderson (1975). Ellos explican, que el BE es un excelente generador y receptor de ondas de esfuerzos cortantes a través del suelo. Brunson y Jonhson (1980), Schultheiss (1981), Strachan (1981) y Dyvik y Madshus (1985), han informado sobre resultados de $G_{\text{máx}}$ (modulo de elasticidad al corte) del suelo usando elementos *bender* insertados directamente en el interior de muestras de suelo.

La columna resonante, la cámara triaxial y los aparatos de consolidación se pueden acondicionar con este tipo de herramientas para obtener información sobre las propiedades dinámicas del suelo. Viggiani y Atkinson (1995), mencionan algunas técnicas para determinar parámetros relacionados a las propiedades dinámicas de los suelos. En este caso, solo se emplearon los BE para caracterizar el suelo y conocer el incremento de la resistencia al corte a través del $G_{\text{máx}}$.

4.1.3.- Caja de ensaye con elementos *bender*

Para realizar la prueba se diseñó un recipiente compuesto de dos cajas de lucita, una exterior de 30 cm de lado, como se muestra esquemáticamente en la figura 18(a). Esta cavidad es un contenedor de agua para evitar la pérdida de contenido de agua en la muestra de suelo. Las dimensiones del recipiente interior son de 10 cm por lado, con un volumen de 1000 cm^3 , el cual, sirve para contener al suelo, figura 18(b).

Los elementos piezoeléctricos se instalaron en el recipiente interior. Dos pares se instalaron en las paredes laterales (distribuidos uno por cara) y un segundo par en las tapas superior e inferior. Con ello se llevó a cabo la emisión de ondas con esfuerzo cortante en la dirección vertical y horizontal. Para lo cual fue necesario colocar una serie de cables y conectores, tanto para proteger como aislar a los elementos piezoeléctricos.

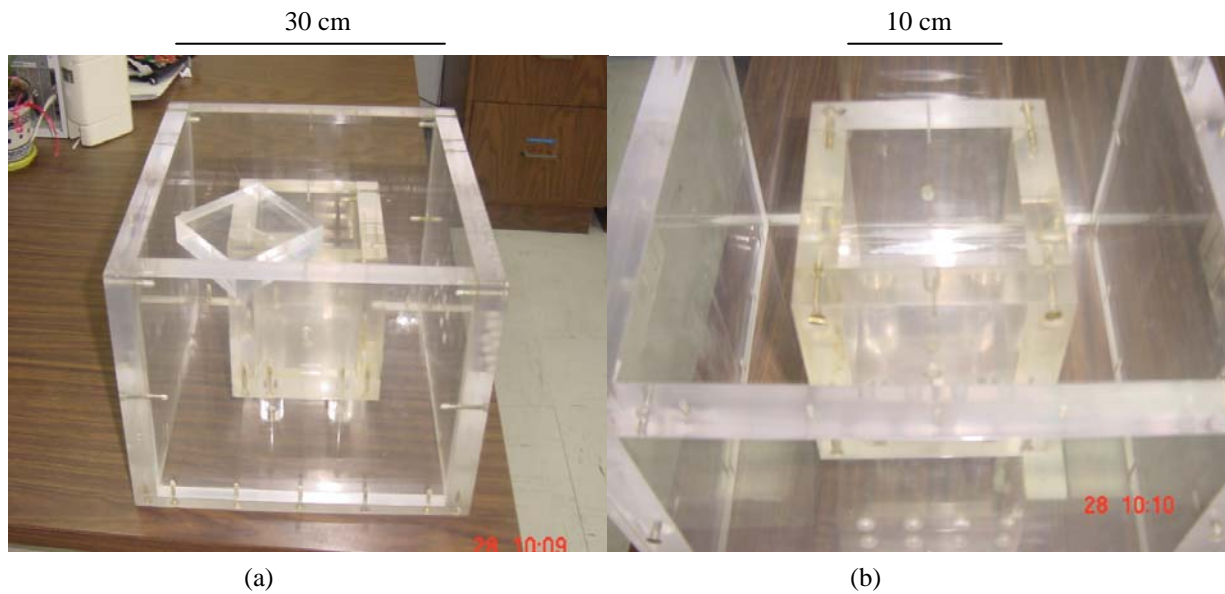


Figura 18. Dimensiones del recipiente interior y exterior.

La parte superior del recipiente de la figura 18(b), cuenta con una tapa especial, la cual sirve para adaptar un micrómetro y medir la deformación producida en la muestra de suelo con el tiempo. Sus dimensiones son ligeramente menores a las del recipiente interior para evitar la fricción con las paredes.

Las perforaciones que se muestran en el recipiente externo como se ve en la figura 19, son las salidas de los cables para enviar y recibir señales eléctricas a los elementos *bender*. En la última foto se observa la caja con cables conectados y muestra.

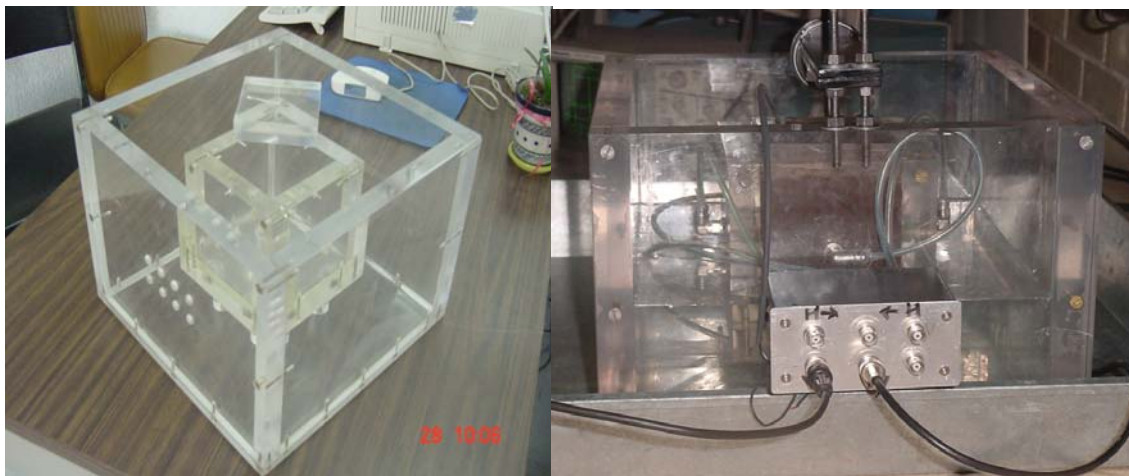


Figura 19. Detalles del recipiente instrumentado con elementos *bender*

4.2.- Características de los odómetros

El odómetro trabaja bajo el principio de aplicación de esfuerzos a través de un brazo de palanca que produce una deformación vertical en una muestra de suelo confinada lateralmente con un anillo rígido. Esta deformación se debe a efectos de expulsión del agua (exceso de presión de poro) contenida en la muestra de suelo y a deformaciones viscoelásticas posteriores (Zeevaert 1986, Paniagua 1989, Mesri 1993 y Díaz-Rodríguez 1999). El procedimiento adoptado se describe en las normas ASTM D 2435-96.

4.2.1.- Calibración del equipo

En la realización de las pruebas de consolidación se emplearon tres odómetros de distintas características, los cuales se calibraron para determinar la compresibilidad del equipo, teniendo como objetivo garantizar la confiabilidad de las mediciones obtenidas en los ensayos con muestras de suelo.

La calibración consiste en conocer la precisión de los instrumentos a emplear; tales como micrómetros y aparatos de consolidación y medir la deformación del conjunto piedras porosas y cabezal, empleando para tal efecto un patrón de referencia.

4.2.2.- Micrómetros

Se toman lecturas tanto en el micrómetro como en el patrón de referencia (calibrador) de tal forma que al dibujar estos valores deben ajustarse a una línea recta paralela, con un valor de correlación de uno. Si la recta se ajusta a uno o un valor muy cercano, entonces se puede decir que el micrómetro proporciona valores confiables en sus mediciones. Para el caso de los micrómetros 1 y 2 se obtuvieron las siguientes gráficas.

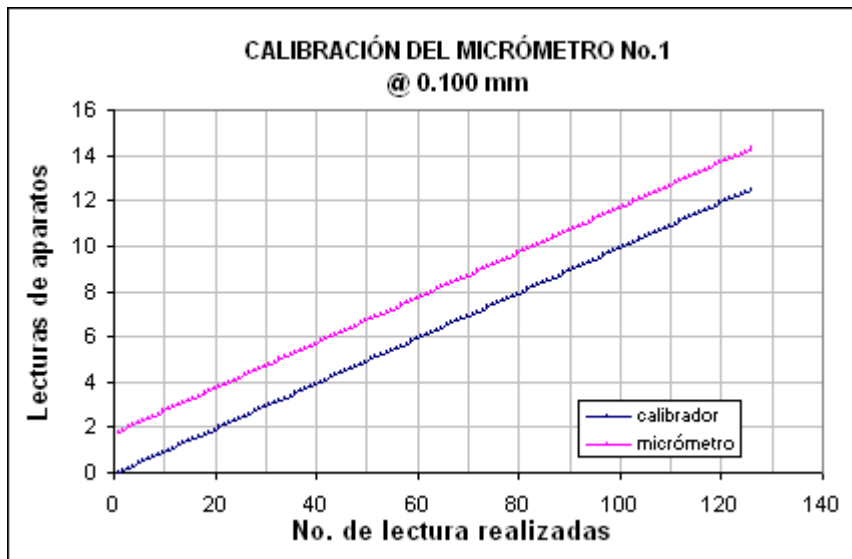


Figura 20. Calibración del micrómetro 1.

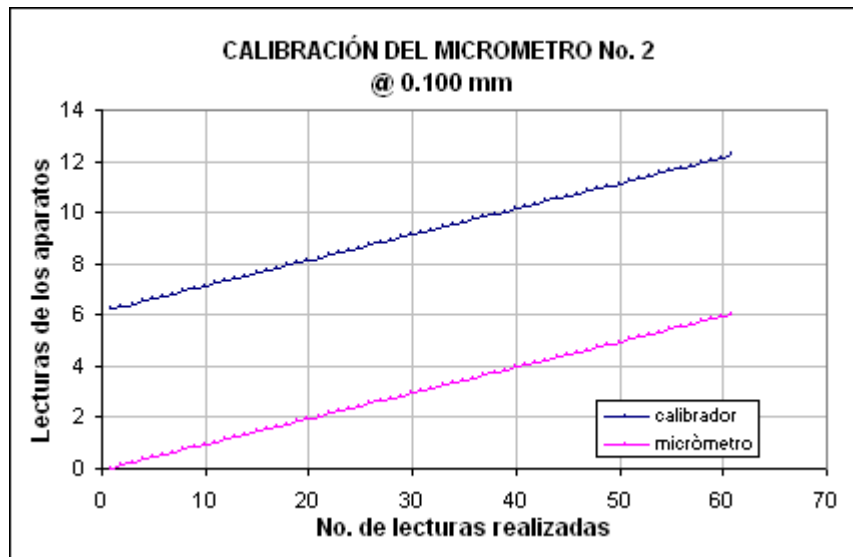


Figura 21. Calibración de micrómetro No. 2.

Como se puede apreciar en las gráficas anteriores, los resultados de las curvas se ajustan a un valor de correlación de uno, lo que nos permite estimar con un buen grado de confiabilidad las mediciones que se realicen con estos instrumentos.

4.2.3.- Aparato de consolidación

Para reproducir la deformación en el conjunto piedras porosas y cabezal rígido se realiza una serie de incrementos de carga en el odómetro (sin muestra de suelo). Se obtienen las lecturas registradas en el micrómetro y se realiza la curva de calibración que nos permite identificar con que incrementos de carga se deforma el conjunto; es decir, teóricamente el material rígido es indeformable, sin embargo, en la experimentación se ha encontrado que se puede determinar ese valor de deformación, y para este caso específico la variación fue de 0 hasta 187 micras con un esfuerzo máximo de 250.96 kg/cm^2 .

Los resultados de las gráficas de compresibilidad del aparato deben emplearse con cuidado al analizar los resultados de una prueba de consolidación. Aquí, las correcciones del aparato se consideraron instantáneas, ya que la deformación fue inmediata. Finalmente la deformación del suelo durante una prueba de consolidación se obtiene al realizar la siguiente operación:

Lectura del micrómetro – valor de corrección por deformación del conjunto piedras porosas y base = deformación del suelo

Las recomendaciones que podemos dar, referentes a esta actividad son las siguientes:

- 1- La medición de dichas deformaciones se hizo empleando dos piedras porosas previamente sumergidas en agua destilada a 104° C para que no tengan sales que puedan alterar el proceso de consolidación y para permitir el drenaje del agua de la muestra.
- 2- El consolidómetro debe tener libre la parte del tornillo inferior para permitir el desplazamiento del portacargas en cada incremento, de lo contrario la deformación que registre el micrómetro no medirá realmente el incremento de carga aplicado, puesto que el desplazamiento que produzca dicha carga estará restringido.
- 3- Es importante ver a que incremento de esfuerzo corresponden las deformaciones señaladas como valores de corrección.
- 4- Las pesas deben de ser suficientes para no sustituir cargas, porque esto llevaría a errores en las lecturas del micrómetro.
- 5- Leer los incrementos de carga a periodos uniformes.

4.2.4.- Características de los anillos de consolidación

Los tres anillos utilizados son flotantes; el No. 1 y 2 son de material de plástiacero, y no miden esfuerzos horizontales, sus dimensiones son de 2.54 cm de alto y 6.33 cm de diámetro. El anillo del consolidómetro No. 3 es de acero, y está instrumentado para medir esfuerzos horizontales y como consecuencia determinar el valor del coeficiente K_0 . Su altura es de 3.84 cm de alto y tiene un diámetro de 7.57 cm. Este último, se encuentra conectado con una serie de cables que van directamente a un indicador de esfuerzos digital, el DSI (Digital Strain Indicator) tiene la característica de medir el esfuerzo que se produce en las paredes del anillo por efectos de la sobrecarga en la dirección vertical. La sensibilidad de este aparato respecto a la temperatura es gradual conforme la temperatura varía. Los valores que mide el DSI están dados en unidades de kg/cm^2 y pueden leerse directamente en una pantalla.

4.3.- Veleta, torcómetro y penetrómetro de laboratorio

En esta parte se expone la metodología que se utilizó al emplear los aparatos de veleta, torcómetro y penetrómetro de laboratorio, así como su descripción física.

4.3.1.- Descripción de la veleta

La veleta es un vástago delgado que en su parte inferior tiene cuatro aspas en forma de cruz. La veleta ocasiona una rotación en una muestra cilíndrica de suelo (confinada con el tubo shelby), provocando que se genere un torque o momento suficiente en el suelo para permitir la falla, la resistencia del suelo queda determinada por la aguja indicadora que se desliza a través de una escala graduada. Cuando el suelo falla, un indicador móvil se separa repentinamente de la aguja. Con el valor que señala el puntero se calcula la resistencia al corte, empleando la siguiente ecuación:

$$c = k \theta_f / 4.29 \text{ kN/m}^2$$

donde:

c = Es la resistencia al esfuerzo cortante del suelo en kN/m^2

k = Es la constante del resorte empleado en la veleta

θ_f = Es el ángulo que se mide en la escala graduada. (Deflexión del resorte en grados).

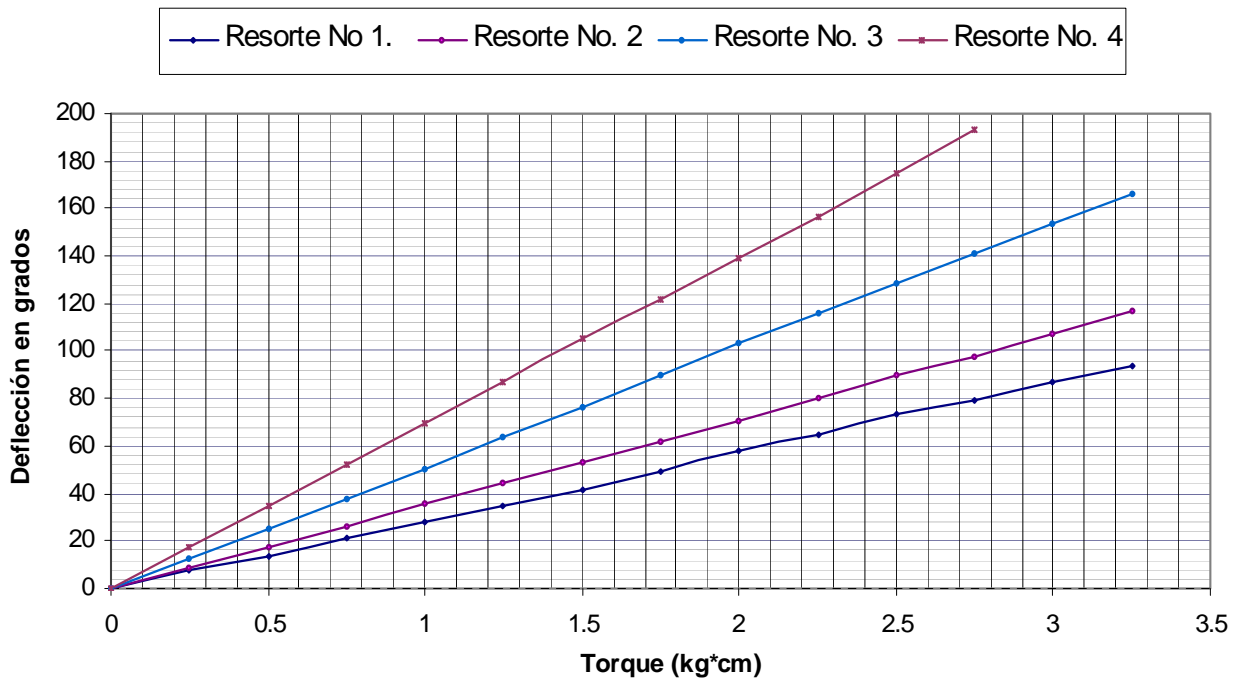


Figura 22. Gráfica de calibración de resortes de veleta de laboratorio

Para conocer el valor de k según el número de resorte, se debe contar con las curvas de calibración de los resortes empleados, en este caso resortes No. 1, 2, 3 y 4. En la figura 22 se muestran tales curvas.

La prueba se repite inmediatamente después de haber remoldeado a la muestra de suelo y nuevamente por rotación de la veleta se determina la resistencia, la cual permite calcular la sensibilidad del suelo, la cual es función de la resistencia del suelo en estado inalterado con respecto a la resistencia en estado remoldeado.

La veleta fue originalmente diseñada en Inglaterra (1954) por el laboratorio en investigación de caminos. Sus primeros usos fueron para investigar la relación entre resistencia al corte no drenado y contenido de agua en suelos cohesivos. La principal aplicación de la veleta de laboratorio actualmente, es para medir la resistencia al corte de arcillas y turbas, las cuales por ser tan blandas tiene una preparación satisfactoria de los especímenes de prueba.

4.3.2.- Descripción del torcómetro

Este aparato se usa para suelos cohesivos completamente saturados. El torcómetro funciona con el mismo principio que la veleta; primero, las aspas del torcómetro se hincan en el suelo, éstas producen un giro al aplicarle un torque en su parte superior que desarrolla en el suelo una resistencia. La resistencia se mide en función del tamaño de las aspas del torcómetro, para ello, se han diseñado tres tamaños de superficie de contacto entre las aspas del torcómetro y el suelo:

- Para suelos duros- Las aspas son de $\phi = 2.0$ cm de diámetro
- Para suelos medios- Las aspas son de $\phi = 2.5$ cm de diámetro
- Para suelos blandos- las aspas son de $\phi = 4.8$ cm de diámetro

Estos rangos permiten estimar la resistencia del suelo con distintas consistencias (desde muy blandos a rígidos).

4.3.3.- Descripción del penetrómetro de bolsillo

El penetrómetro es un aparato diseñado especialmente para medir la resistencia que opone un suelo a la penetración. Las características del aparato son: tamaño aproximado de 12 cm de altura, en la punta tiene un calibrador que mide la cantidad que penetró en el suelo ante una determinada presión generada manualmente. El valor se lee directamente de una marca movable en unidades de kg/cm^2 .

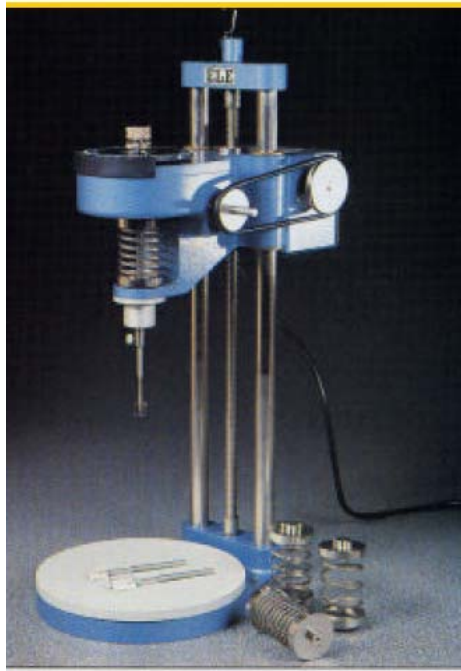


Figura 23. Veleta de laboratorio y penetrómetro de bolsillo

5.- PRUEBAS DE LABORATORIO

Las muestras obtenidas de los trabajos de exploración se llevaron al laboratorio para su almacenamiento y ensaye; éstas, fueron clasificadas manual y visualmente siguiendo el criterio del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Se realizaron pruebas índice y, como parte fundamental de este estudio, se realizaron ensayos con material remoldeado para obtener el incremento de la rigidez del suelo a través de la medición de velocidades de ondas de esfuerzo cortante con elementos *bender*. Adicionalmente, como apoyo para el estudio de la tixotropía del suelo se realizaron pruebas de consolidación unidimensional, una primera muestra empleando un suelo inalterado y otra muestra con material remoldeado.

5.1.- Pruebas índice

5.1.1.- Determinación del contenido de agua (W%)

Los ensayos para determinar el contenido de agua natural (W%) se realizaron siguiendo el procedimiento de la Norma ASTM D 4959 – 94, obteniendo variaciones desde 90% hasta 450% (correspondientes al sondeo S-2 de las profundidades del tramo 10.80 m a 13.20 m). Se eligieron las muestras más homogéneas que son las correspondientes a las profundidades de 12.40 m a 13.20 m. Después de determinar los contenidos de agua de estas muestras, se obtuvo que los valores fluctuaban de 230% a 235% lo que nos permitió tomar como referencia este valor.

5.1.2.- Determinación de límite líquido y plástico (LL, LP)

El límite líquido (LL) y límite plástico (LP) determinados corresponden al material utilizado en las pruebas de consolidación unidimensional, y están comprendidos entre 280% y 298%. El procedimiento adoptado se describe en la norma ASTM–D 4318–95a. Las muestras corresponden a profundidades de 12.40 m a 13.20 m.

Las pruebas se realizaron principalmente para clasificar el suelo, ya que en suelos finos (como es el caso de los sedimentos lacustres de la ciudad de México) es necesario conocer estos parámetros para identificarlo.

5.1.3.- Clasificación del material de acuerdo al SUCS

El material se clasificó como arcilla de alta compresibilidad y permeabilidad cuya coloración es café grisáceo y se considera como representativo de la zona de estudio, y por lo tanto no presenta variaciones en cuanto a sus características físicas.

Este material se utilizó para llevar a cabo una prueba de consolidación unidimensional con material remoldeado y otra con material inalterado, las pruebas se muestran en la figura 27. También parte de este material se utilizó para medir la velocidad de ondas de esfuerzo cortante con elementos *bender*, el cual se presenta a continuación.

5.2.- Prueba para medir la velocidad de ondas de esfuerzo cortante con elementos bender

En el capítulo 4 se mencionaron algunas de las características de los elementos *bender*. En esta sección nos referiremos al procedimiento de la prueba. Como ya hemos mencionado, los sedimentos lacustres de la ciudad de México tienden a recuperar sus propiedades a través del tiempo. Para comprobar esta recuperación experimentalmente empleamos un recipiente especial, el cual está conformado de una caja de acrílico instrumentada con elementos *bender*, así como el suelo, el cual tiene características particulares para determinar el incremento de la rigidez del suelo.

En este inciso se describe el procedimiento para llevar a cabo la prueba, el método de preparación del material y las características del suelo, el funcionamiento en sí de los aparatos empleados así como las variables de interés. En el capítulo 6 se describen los resultados obtenidos.

5.2.1.- Preparación del suelo

Para preparar la muestra de suelo, se colocó una cantidad considerable de material correspondiente al sondeo S-2 de profundidad 10.40 m a 10.60 m en una bolsa hermética; esta muestra fue remoldeada a mano durante 1 hora aproximadamente, y posteriormente fue desaereada durante 45 minutos siguiendo la técnica propuesta por Mesri (1975), esto último con la finalidad de eliminar las burbujas de aire presentes en la muestra de suelo. Se tuvo especial cuidado de que no se presentará pérdida de agua en la muestra, lo cual se logró al agregar agua desionizada cuya cantidad fue de 0.5 gr. La cantidad de agua agregada se estimó con la diferencia de pesos que se registraron en la muestra antes y después de ser desaereada.

Se empleó agua desionizada debido a que en ocasiones el agua contiene ciertos minerales que pueden reaccionar con otros componentes presentes en el suelo, produciendo un cambio en su composición química, lo que pudiera dar origen a la alteración de la físico-química del suelo y posiblemente una variación en la estructura del suelo en estudio.

5.2.1.1.- Características del suelo

El material se clasificó como arcilla orgánica de media a alta plasticidad de acuerdo al SUCS. Su compresibilidad es alta de acuerdo a la ubicación en la carta de plasticidad, también se encuentran presentes limos de media plasticidad en un porcentaje muy reducido. La coloración del suelo es café y su resistencia en estado seco es alta. El límite líquido de este material es de 248% y su contenido de agua al inicio del ensaye fue de 225%.

5.2.1.2.- Disposición del material

El material preparado se colocó cuidadosamente en el recipiente de acrílico (de dimensiones 10 x 10 x 10 cm³) provisto con elementos *bender*, dos pares instalados en la dirección horizontal (en caso de falla de alguno de los 2 pares) y otro par en dirección vertical. Posteriormente, se colocó un micrómetro para medir la

variación de la longitud en el sentido vertical de la muestra como se ve en la figura 24; y con la finalidad de mantener las condiciones iniciales de agua, el recipiente se llenó con agua destilada y cubierto con una capa de hule autoadherible.

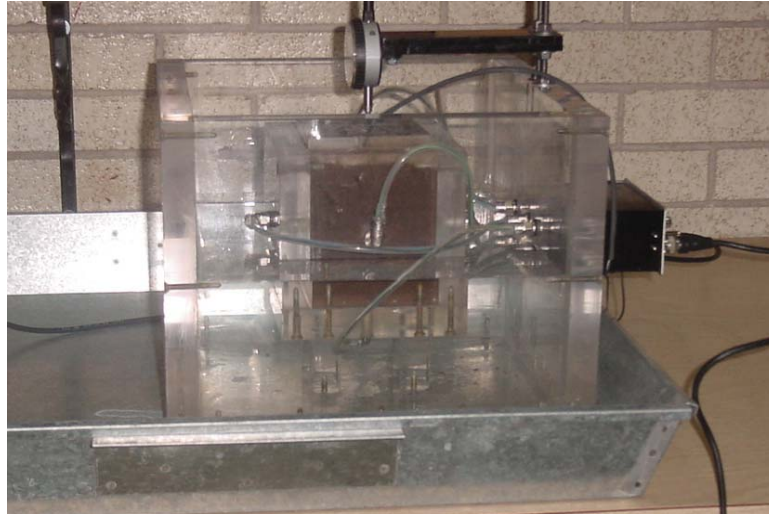


Figura 24. Disposición del material en el recipiente instrumentado con elementos *bender*

La presión aplicada en la tapa del recipiente fue mínima (0.005 kg/cm^2); por lo cual se considera que no hay sobrecarga en la muestra de suelo, y que ésta ligera presión sólo actúa como un confinamiento en la dirección vertical, suficiente para permitir que la onda enviada a través de los elementos piezoeléctricos reproduzcan la señal claramente. Con ello, se disminuye la posibilidad de que la señal se distorsione por presencia de oquedades, ya que las partículas del medio están en contacto entre sí.

5.2.2.- Variables de estudio

Las variables de interés son:

- 1- El esfuerzo de confinamiento aplicado en la muestra de suelo
- 2- El tiempo de reposo
- 3- Las características del material (peso volumétrico y contenido de agua)
- 4- Densidad del suelo

Posteriormente,

- 5- La velocidad de la onda cortante y
- 6- El incremento de la rigidez del suelo ($G_{m\acute{a}x}$)

Todas estas variables son dependientes al estado de resistencia del suelo y se describen en el capítulo 6.

5.2.2.1.- Emisión y recepción de ondas cortantes en el suelo mediante **Elementos Bender (BE)**

Las ondas cortantes se generan en el suelo por medio de los elementos *bender*. El inicio de la excitación se origina cuando los BE reciben una señal cuadrada y un voltaje en forma simultánea para generar dicha

excitación que produce las ondas de esfuerzo cortante en el interior de la muestra de suelo. De tal forma que un generador de funciones transmite las pulsaciones por medio de una señal cuadrada, cuya frecuencia es de 7 hertz y un voltaje aproximado de 20 volts. Se utilizan esos valores, ya que con ello, no se produce alteración en la muestra de suelo (Jovicic 1996, Viggiani 1997). Así, al transmitir el voltaje al elemento piezoeléctrico, éste se excita, y reproduce un movimiento de vaivén en la lámina (Figura 25), formando con ello una onda cortante que se propaga en el interior del suelo y que la recibe un elemento receptor que la canaliza al osciloscopio. Para identificar esquemáticamente la señal y tiempo de arrivo se muestra la figura 25.

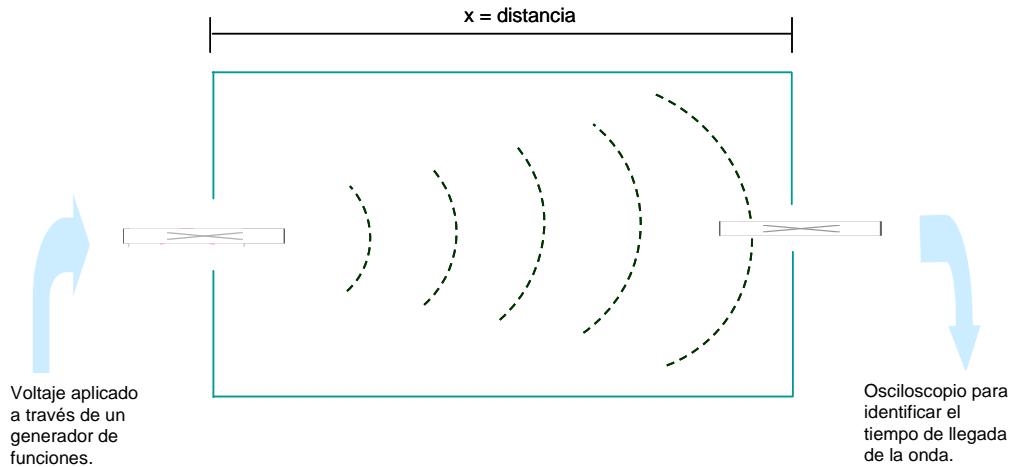


Figura 25. Transmisión de ondas cortantes en una muestra de suelo mediante elementos *bender*

5.2.3.- Procedimiento para medir las velocidades de onda

En la figura 26 se muestra la pantalla del osciloscopio con dos canales; en uno de ellos, se induce el voltaje con una función cuadrada (canal 1), y en el otro se muestra la forma de la señal de la respuesta del canal 2.

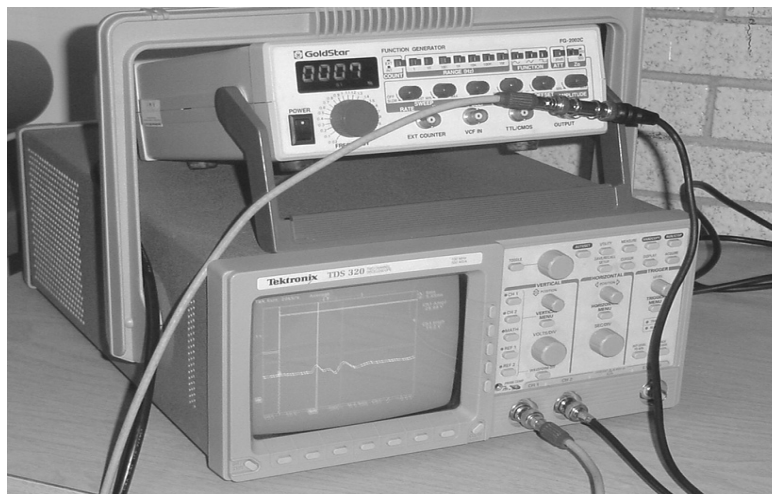


Figura 26. Pantalla del osciloscopio que muestra la forma de la señal de arrivo

La señal transmitida al medio, es como la que se muestra esquemáticamente en la figura 25 en el canal 2. El primer pico es tomado en cuenta para medir en una escala horizontal el tiempo de arribo de la onda cortante entre los elementos *bender*. La distancia que tiene que propagarse de elemento a elemento es de 10 cm (es la distancia entre las paredes del cubo que contiene el suelo).

Los cálculos realizados de las mediciones obtenidas se presentan en el capítulo siguiente.

Una de las ventajas que se tiene en la actualidad es la de contar con programas, aparatos, y equipos especiales para trabajar con muestras de suelo, y conocer las características de interés en la ingeniería civil especialmente en la parte de mecánica de suelos, pero muchos de estos medios son costosos, y aunque poco a poco éstos se incorporan a los laboratorios experimentales se necesita de un gran esfuerzo y de tiempo para entender su funcionamiento y aplicabilidad. A pesar de ello, se sigue intentando mejorar los actuales instrumentos de laboratorio así como adaptar técnicas especiales para conocer e interpretar el suelo de una mejor forma. Este modelo con Elementos *Bender (BE)* propone una nueva técnica que puede ser usada permanentemente para medir la recuperación de las propiedades del suelo.

5.3.- Pruebas mecánicas

5.3.1.- Teoría de la consolidación

En 1920, Terzaghi dió por primera vez los principios generales de la teoría de consolidación de los suelos blandos (Bowles, 1996). Explicó que la deformación de los suelos blandos está asociada a un cambio de volumen debido a un proceso inicialmente denominado de consolidación “etapa hidrodinámica” en el cual hay una expulsión de agua contenida en el suelo y que por efectos de una sobrecarga se genera un gradiente hidráulico. Este es un proceso lento, y puede ocurrir sin la creación de presiones grandes en el agua de poro; si esto es rápido la compresión es inevitable por la disponibilidad del agua al drenaje. La expulsión del agua de poro se relaciona con la magnitud y relación de incrementos de carga, la distancia por la que el agua tiene que viajar para poder salir, la permeabilidad del suelo y la compresibilidad en la estructura del suelo.

Terzaghi (Bowles, 1996), reconoció la importante influencia del retardamiento hidrodinámico en la consolidación de suelos relativamente impermeables como es el caso de los suelos arcillosos de la ciudad de México.

5.3.2.- Pruebas de consolidación unidimensional

Zeevaert (1986), al estudiar los suelos arcillosos de la ciudad de México, coincide con Terzaghi sobre el fenómeno de consolidación que ocurre en éstos, sin embargo sus estudios le permiten ampliar tal teoría, ya que hace una observación adicional sobre las etapas de consolidación. Menciona, que la característica esencial de los sedimentos lacustres de la ciudad de México es su alta compresibilidad en función del tiempo, la cual es efecto de sus elevados contenidos de agua, de sus fracciones finas laminares y de su

viscosidad intergranular; y como resultado de esto, los suelos se caracterizan por presentar dos etapas en la consolidación, la etapa primaria y la etapa secundaria. En teoría, aún existen divergencias entre los lapsos de inicio y fin entre la consolidación primaria y secundaria.

Para verificar la compresibilidad que se lleva a cabo en este tipo de suelos relativamente impermeables, y para analizar la recuperación de las propiedades mecánicas que se lleva a cabo debido a esta compresibilidad, se realizaron dos pruebas de consolidación, las cuales se indican en la figura 27. Éstas se llevaron a cabo en muestras de suelo remoldeado e inalterado.

Número de prueba	Periodo de duración de la prueba	Incrementos de carga y presión final	Duración por incremento de carga	Material empleado	Altura inicial del espécimen	
					Altura inicial de sólidos	Área de la muestra
3	21/11/01-26/12/01	0.0486 y 0.0972 kg/cm ² hasta 1.84 kg/cm ²	48 horas	Remoldeado, W%=LL	25.40 mm	3.28 mm
5	21/12/01-04/02/02	0.10 kg/cm ² hasta 2.10 kg/cm ²	48 horas	Inalterado W%=W _{nat}	31.47 cm ²	38.40 mm
					4.40 mm	45.126 cm ²

Figura 27. Pruebas de consolidación con material obtenido del sondeo S-2, (Alameda, Agosto 2001).

Al trabajar el suelo en las condiciones que se indican en la tabla anterior fue necesario contar con dos consolidómetros de características similares, así como la respectiva calibración de estos aparatos.

Se realizaron las pruebas de consolidación No. 3 y No. 5. Se encontró que efectivamente para el material remoldeado la fase de consolidación primaria se completaba en cuestión de minutos. Para el caso del material inalterado se encontró que ésta fase se cumplía en cuestión de 30 minutos, hasta 2 horas, dependiendo del incremento de carga y del método considerado para su análisis.

Para el material inalterado (prueba No. 5), se observó que no en todos los incrementos de carga se completaba la consolidación primaria; es decir, sólo para algunos se presentó el fin de tal proceso. Especialmente al aumentar el esfuerzo las gráficas tienden a no mostrar el quiebre en las curvas de consolidación.

5.3.2.1.- Material en estado inalterado y remoldeado

El material inalterado se labró para el espécimen de la prueba No. 5. En el ASTM (1998) se describe el procedimiento de labrado para pruebas de consolidación unidimensional. Tanto en el material en estado inalterado como remoldeado se determinó previamente tanto contenidos de agua como límites y se clasificó

al material. El contenido de agua en el material remoldeado es igual a su Límite Líquido y para el caso del material inalterado el $W\% = W_{nat}$. Los incrementos de carga así como la duración por cada incremento se indican en la tabla mostrada en la figura 27. Las curvas de compresibilidad obtenidas de estos ensayos se presentan en el capítulo 6.

5.3.3.- Métodos empleados para análisis de las curvas de consolidación

Bowles (1996), describe varios métodos para interpretar las curvas de consolidación. En la actualidad, los más conocidos son: Método de Taylor y Método de Casagrande, aunque en la práctica es mucho más conveniente emplear transductores para medir la presión de poro, puesto que el método de Casagrande y Taylor tienen la desventaja de sólo ser útiles para los primeros incrementos de carga correspondientes a esfuerzos menores al (σ_v) esfuerzo de fluencia para el material en cuestión. En este trabajo se tratarán sólo los métodos de Taylor y Casagrande.

5.4.- Pruebas con veleta, torcómetro y penetrómetro de laboratorio

Los ensayos descritos a continuación se realizaron en laboratorio, y posteriormente los resultados de la prueba con veleta se compararon con los medidos en campo.

5.4.1.- Veleta, torcómetro y penetrómetro

Los resultados de las pruebas con veleta se resumen en la figura 28. Los correspondientes a la prueba con torcómetro y penetrómetro se muestran en la figura 29.

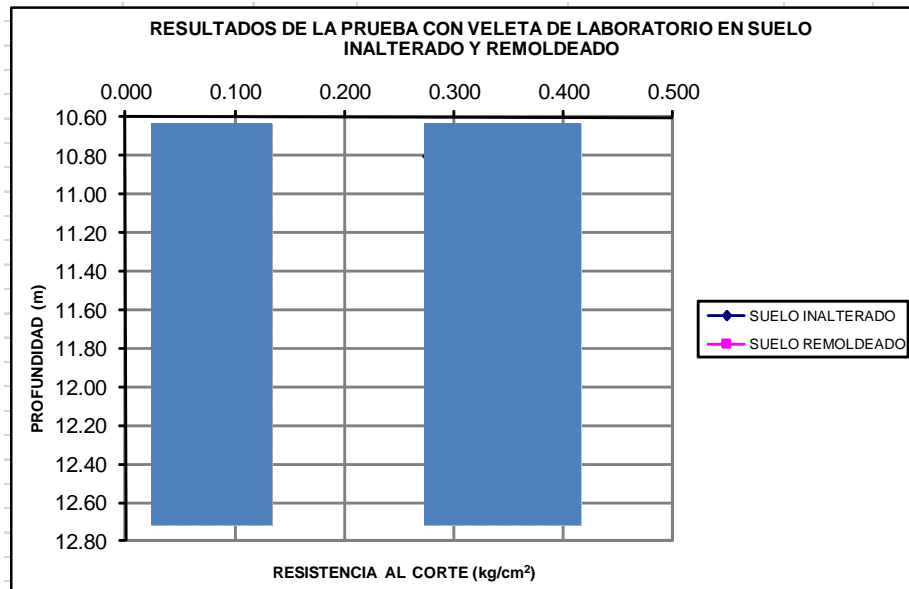


Figura 28. Resultados de las pruebas con veleta de laboratorio.

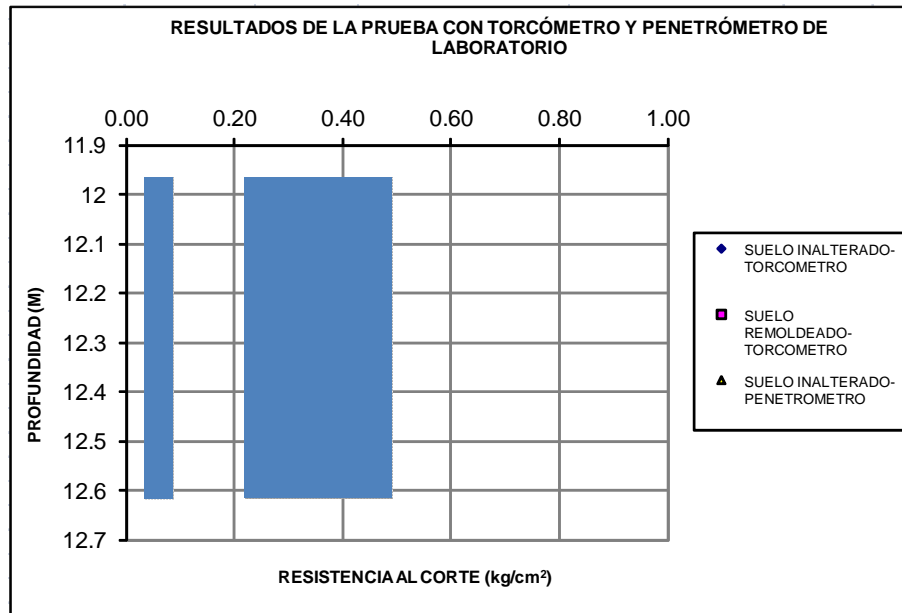


Figura 29. Resultados de las pruebas con torcómetro y penetrómetro de laboratorio.

5.4.2.- Resultados de pruebas de laboratorio

Con muestras alteradas e inalteradas del sondeo S-2 en el laboratorio de Mecánica de Suelos se realizaron los ensayos índice: pesos volumétricos, densidad de sólidos, etc. Los resultados que reportaron las pruebas de laboratorio se resumen en la siguiente tabla (Figura 30):

PROF. (M)	PESO VOL. (TON/M ³)	COHESIÓN (TON/M ²)	CONT. AGUA %	ANG. FRICCIÓN φ	MOD. ELAST. E (TON/M ²)	e %	S _s	G _w %
5.00 - 5.10	1.23	2.30	243.9	0	210	5.83	2.452	102.26
8.20 - 8.30	1.15	2.30	336.50	0	175	8.05	2.387	99.9
13.40-13.50	1.11	2.20	419.04	0	150	9.44	2.223	98.75
16.70-16.80	1.16	2.10	289.72	0	200	6.48	2.235	99.96

Figura 30. Resultados de las pruebas de laboratorio con material obtenido del sondeo S-2 (Alameda, 2001).

Al realizar las pruebas en laboratorio nos percatamos de que la resistencia que se mide, comparada con la obtenida en campo, presenta ciertas desventajas, debido a que la estructura del suelo se ve considerablemente afectada ante la extracción del material, ocasionando un remoldeo en las orillas del tubo extraído. Esto se atribuye al hecho de que la micro - estructura del suelo depende de diversos factores que se presentan en su historia geológica, tales como: la composición electro - química, medio ambiente,

turbulencia durante la sedimentación y cambios post – deposicionales, para llegar a formar una cierta estructura entre sus partículas. Al cambiar esas condiciones en el suelo se propicia que éste pierda parte de su estructura, y por lo tanto, la resistencia en laboratorio es considerablemente menor a la medida “in situ”. Además de esto, las condiciones de drenaje que prevalecen en el sitio permiten que el suelo desarrolle un cierto comportamiento ante esfuerzos cortantes, los cuales pueden contribuir a que éste llegue a la falla en un tiempo mayor comparada con la medida en laboratorio, esto se observa claramente en las figuras 28 y 29.

En la figura 31 se presentan los resultados de las mediciones hechas con veleta de campo y laboratorio. Se observa en la franja sombreada que las muestras corresponden a la profundidad de estudio (10.80m – 12.50m). En la Figura 32 todas las mediciones fueron realizadas con equipo y aparatos de laboratorio. La diferencia entre la resistencia de una muestra en estado inalterado medida con veleta en campo y otra medida con veleta de laboratorio se debe a la manipulación, efectos de muestreo y cambios en las condiciones de drenaje.

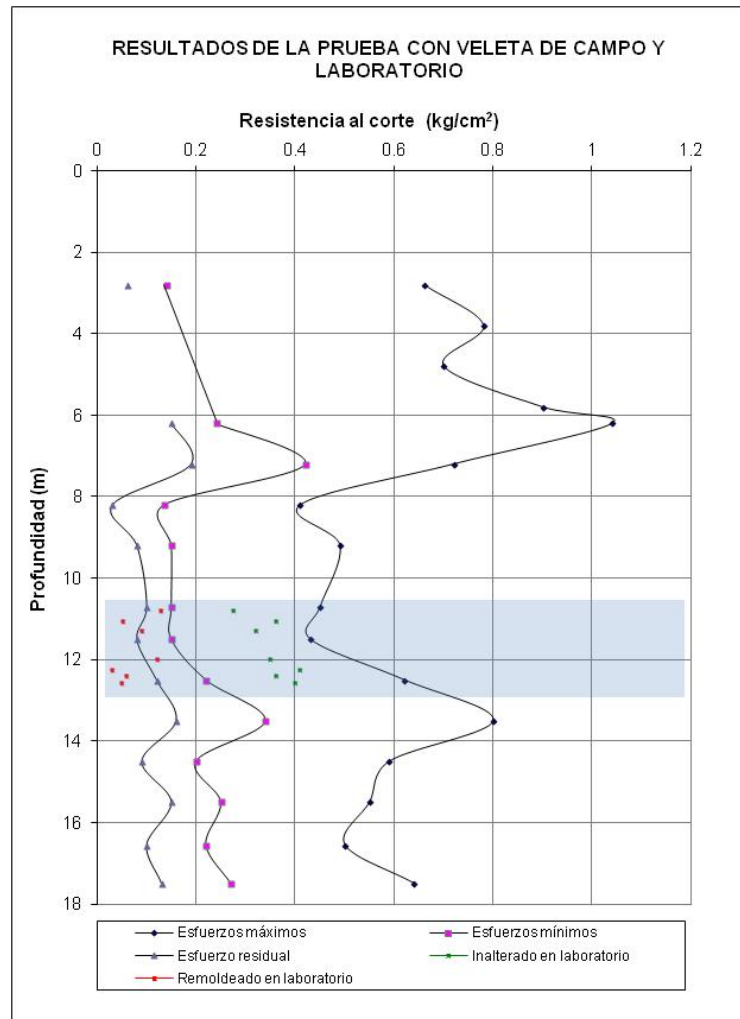


Figura 31. Comparativa de los resultados medidos con la veleta de campo y laboratorio.

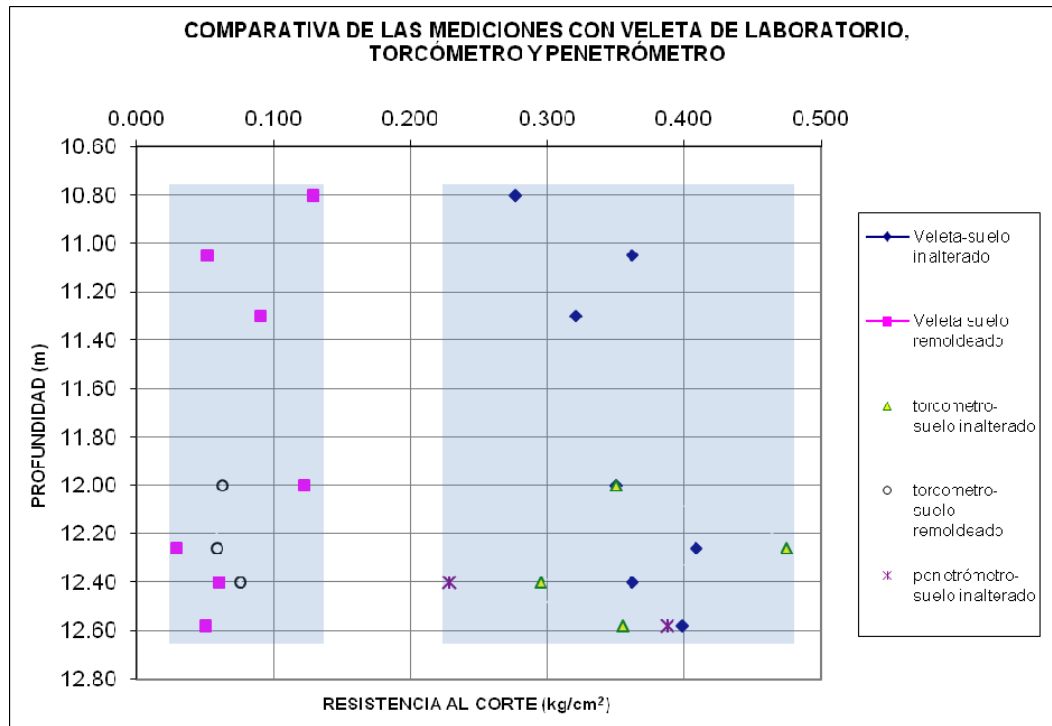


Figura 32. Comparativa y rangos de las mediciones con veleta, torcómetro y penetrómetro de laboratorio.

Los rangos de resistencia identificados en la Figura 32 corresponden a las mediciones hechas con veleta, torcómetro y penetrómetro de laboratorio. Se observa cierta similitud entre los valores mostrados. Las diferencias son pequeñas, sin embargo, debido al efecto de escala estas se observan alejadas. Por otra parte es sabido que la heterogeneidad del suelo puede presentar estos resultados.

6.- ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS

En esta sección se analizan los resultados de las pruebas realizadas tanto de la medición del incremento en la rigidez del suelo a través del tiempo, como de las pruebas de compresibilidad llevadas a cabo para asociar el incremento en la resistencia al esfuerzo cortante en el transcurso del tiempo.

6.1.- Planteamiento

Se realizaron dos conjuntos de pruebas:

1) Una prueba con elementos *bender* para medir el incremento en la rigidez del suelo.

En la prueba con elementos *bender* nos enfocamos al estudio del incremento de la rigidez del suelo considerando una sobrecarga mínima equivalente al peso propio de la muestra, propiedad que es comúnmente conocida como tixotropía. Tal reestructuración es función exclusiva del tiempo, y la cual hipotéticamente se cree que se debe a un reordenamiento de las partículas del suelo.

2) Dos pruebas de consolidación (una con material inalterado y otra con material remoldeado) para medir la compresibilidad del suelo con el tiempo y determinar su resistencia.

Con los resultados obtenidos de estas pruebas se realizó la interpretación del proceso de recuperación de las propiedades mecánicas del suelo.

6.2.- Interpretación de los resultados de la prueba con elementos *bender*

El estudio se enfoca a analizar primordialmente el comportamiento de dos variables en una muestra de suelo remoldeada mediante elementos *bender*: a) la variación en la velocidad de la onda cortante que pasa por la muestra de suelo y b) la rigidez del suelo que se encuentra asociado a la velocidad de la onda cortante que pasa por esa muestra. Estos dos parámetros se correlacionan de la siguiente forma:

Conociendo la distancia y el tiempo, determinamos la velocidad de la onda que se propaga en el suelo.

$V_s = L / t$ donde $V_s =$ velocidad de la onda cortante en (m/s).

$L =$ Longitud de la muestra por la que atraviesa la onda de esfuerzo cortante en metros (m). Distancia efectiva entre los dos puntos donde se miden las señales.

$t =$ tiempo de arribo en segundos (seg).

La distancia es un valor conocido y depende de las dimensiones de la muestra de suelo; el tiempo es un valor que se puede medir directamente, de tal forma que con estos valores se determina directamente la velocidad de la onda transmitida.

Posteriormente, para calcular la rigidez en función de la velocidad de la onda transmitida al suelo, empleamos la teoría de propagación de ondas mediante la siguiente expresión:

$$G_{\text{máx}} = \rho * V_s^2 \quad \text{donde: } \rho = \text{Densidad de masa de la muestra.}$$
$$G_{\text{máx}} = \text{Módulo al esfuerzo cortante para deformaciones muy pequeñas.}$$
$$V_s = \text{Velocidad de onda}$$

Las consideraciones para esta prueba son las siguientes:

- Se considera que el material empleado es un suelo en estado natural, como los formados en depósitos de lago. Por lo tanto, este material se encuentra con una estructura muy abierta y suelta, y tiene una relación de vacíos muy grande debido a las características del medio, a las condiciones de permeabilidad y por la exposición al aire. Lo cual hace que las partículas se encuentren con grandes distancias entre ellas.
- El enfoque de este estudio toma en cuenta el método de análisis de picos característicos, para determinar el tiempo de arribo de la onda cortante.

6.2.1.- Método de análisis y gráficas

El método para determinar el tiempo de arribo se ha manejado muy subjetivamente, pues algunos investigadores (Viggiani y Atkinson 1995, Jovicic 1998, Santamarina 1996) sugieren diferentes técnicas de aproximación para realizar esta estimación. Sin embargo, Rajendram (1998) en una serie de pruebas empleó las técnicas de correlación cruzada y picos característicos para calcular el tiempo de arribo de la onda, encontrando una buena aproximación entre los resultados al emplear las dos técnicas, por lo que consideramos que el uso de picos característicos es una alternativa simple y que proporciona datos confiables y comparables como el método más riguroso de correlación cruzada, el cual requiere de herramientas adicionales como: programas, cálculos y equipo especial, que implicarían mayor tiempo y costo en realizar esta estimación. En este experimento emplearemos la técnica de medición de picos característicos.

6.2.1.1.- Emisión y recepción de ondas cortantes en el suelo

La forma de la onda de esfuerzo cortante enviada, se caracteriza por presentar inicialmente una línea prácticamente recta, y posteriormente crestas y valles que se atenúan poco a poco (Canal 2, figura 33). El

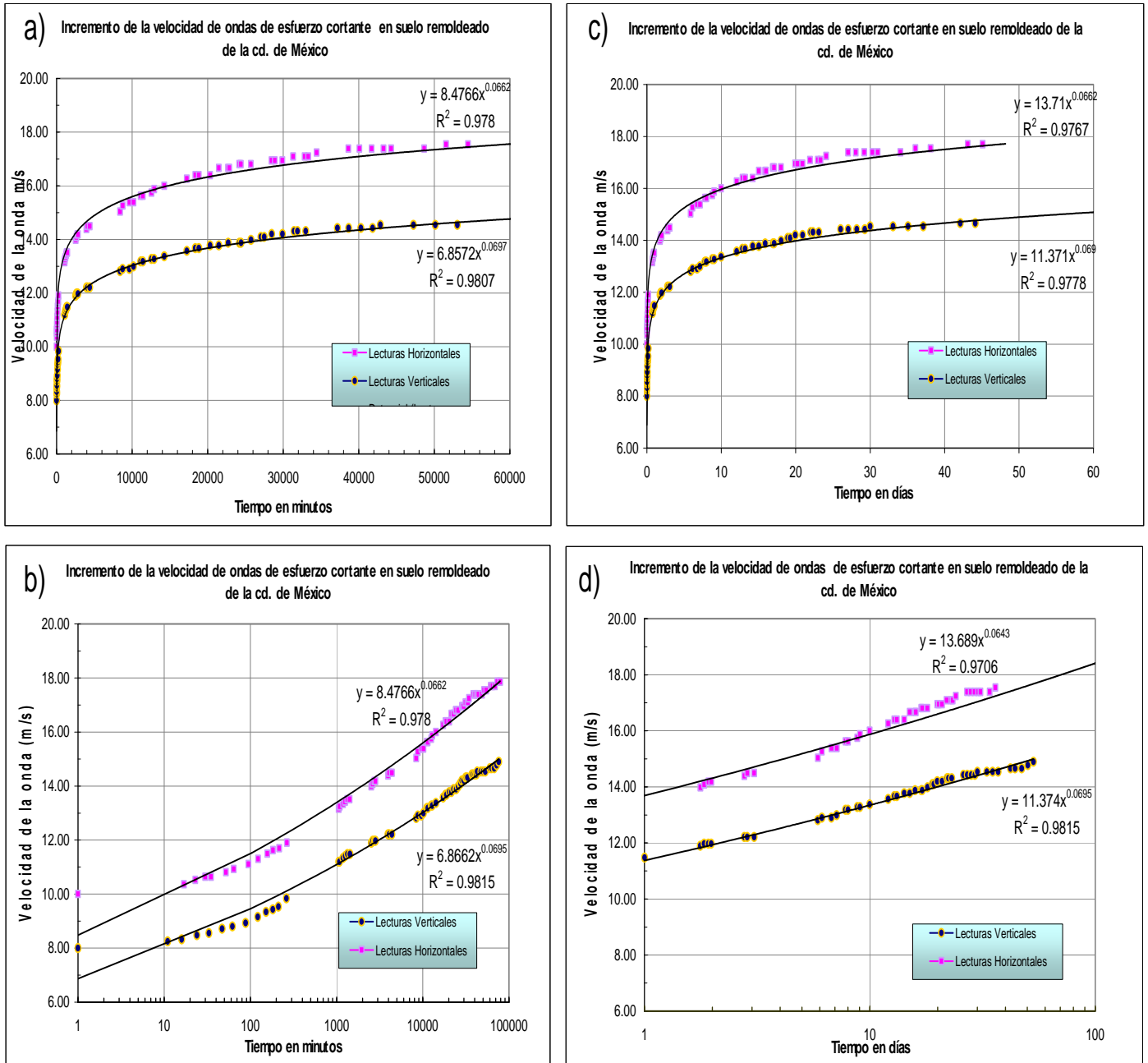


Figura 34. Curvas que representan la tendencia del incremento de la velocidad de ondas cortantes representadas en función del tiempo (minutos y días).

En las curvas representativas de las gráficas a, b, c y d se muestra el incremento de la velocidad de la onda de esfuerzo cortante, tanto en la dirección vertical como horizontal el mayor incremento ocurre en los primeros días, por lo cual, la magnitud de la rigidez incrementa aceleradamente. Posteriormente, las tendencias definen líneas con pendiente menor, obteniendo con ello un incremento cada vez más lento.

6.2.2.1.- Ecuación que representa el incremento de la velocidad de ondas de esfuerzo cortante

Para obtener la ecuación que rige el comportamiento del suelo durante la recuperación de su resistencia al esfuerzo cortante, elaboramos cuatro tipos de gráficas (a, b, c y d) que se muestran en la figura 34. Cada una de las curvas presenta una ecuación respectivamente, la cual se calcula con el método de los mínimos cuadrados para obtener el mejor ajuste. Las 2 curvas del inciso a), son una representación gráfica, en escala aritmética del tiempo - incremento de velocidad de ondas de esfuerzo cortante para la dirección vertical y horizontal respectivamente; la segunda gráfica indicada con el inciso b), se elaboró con los mismos datos del inciso a, pero en una escala semi-logarítmica, en la cual, la parte de los logaritmos naturales corresponden al tiempo. En estas dos gráficas a) y b) las unidades del tiempo fueron minutos. Posteriormente, para los incisos c) y d) las gráficas se realizaron con el mismo criterio que las gráficas anteriores, pero en este caso el tiempo se maneja en días.

De las ocho curvas mostradas en los cuatro incisos anteriores se obtuvieron ajustes cuyo valor de correlación es de 97% a 98%. Los valores de correlación dan una buena aproximación para el comportamiento de las curvas, pues presentan un error promedio de 2 a 2.5 %. Para obtener esta aproximación en la tendencia de las curvas, se consideraron las mediciones en un tiempo aproximado de 60 días (equivalentes a N = 60 lecturas por dirección), con lo cual se considera suficiente, pues la tendencia se define desde el tercer día.

Al comparar las ecuaciones obtenidas entre las gráficas con escalas semi-logarítmicas, vemos que las ecuaciones son prácticamente las mismas. De la misma forma al comparar numéricamente las ecuaciones de las gráficas con escalas aritméticas observamos que las ecuaciones también son las mismas.

La diferencia que existe entre las ecuaciones de las gráficas incisos a y c, es debido a las unidades del tiempo, las cuales están expresados en minutos para el inciso a, y días en el inciso b; lo cual podemos comprobarlo de la siguiente forma:

Empleamos las ecuaciones de los registros en la dirección horizontal de los incisos a y c respectivamente,

$$Y_1 = 8.4766 X_1^{0.0662} \quad \text{ecuación 1}$$

$$Y_2 = 13.709 X_2^{0.0662} \quad \text{ecuación 2}$$

Donde: X_1 = tiempo en minutos
 X_2 = tiempo en días

La equivalencia de minutos a días es: $X_1 = X_2 / (60*24)$

1440 minutos = 1 día

Sustituyendo el valor de $X_1 = 1$ minuto en la ecuación 1 tenemos,

$$Y = 8.4766 (1)^{0.0662} = \underline{8.4766}$$

Comparando el valor obtenido 8.4766 con la ecuación 2 tenemos que:

$$Y = 13.709 (1/1440)^{0.0662} = \underline{8.470}$$

Después de comprobar que al emplear ambas ecuaciones los valores obtenidos tienen una aproximación de milésimas, establecemos que la ecuación general que rige el comportamiento para muestras representativas de la ciudad de México, se comporta de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

$$Y_1 = 8.4766 (X_1)^{0.0662} \quad \text{ecuación 1}$$

$$Y_2 = 13.709 (X_2)^{0.0662} \quad \text{ecuación 2}$$

Cualquiera de las ecuaciones 1 y 2 representan el incremento de la velocidad de ondas cortantes en una muestra de suelo en la dirección horizontal, con X_1 en minutos y X_2 en días. Para el caso de la dirección vertical de la misma forma se presentan las ecuaciones 3 y 4 para calcular tal incremento:

$$Y_1 = 6.8572 (X_1)^{0.0697} \quad \text{ecuación 3}$$

$$Y_2 = 11.374 (X_2)^{0.0695} \quad \text{ecuación 4}$$

Con X_1 en minutos y X_2 en días. Para el caso de la dirección vertical la tendencia de las curvas desde el inicio de la prueba mostró valores menores a la dirección horizontal. Posteriormente, la tendencia del incremento siguió una trayectoria similar a la de la dirección horizontal, como se muestra en la figura 35.

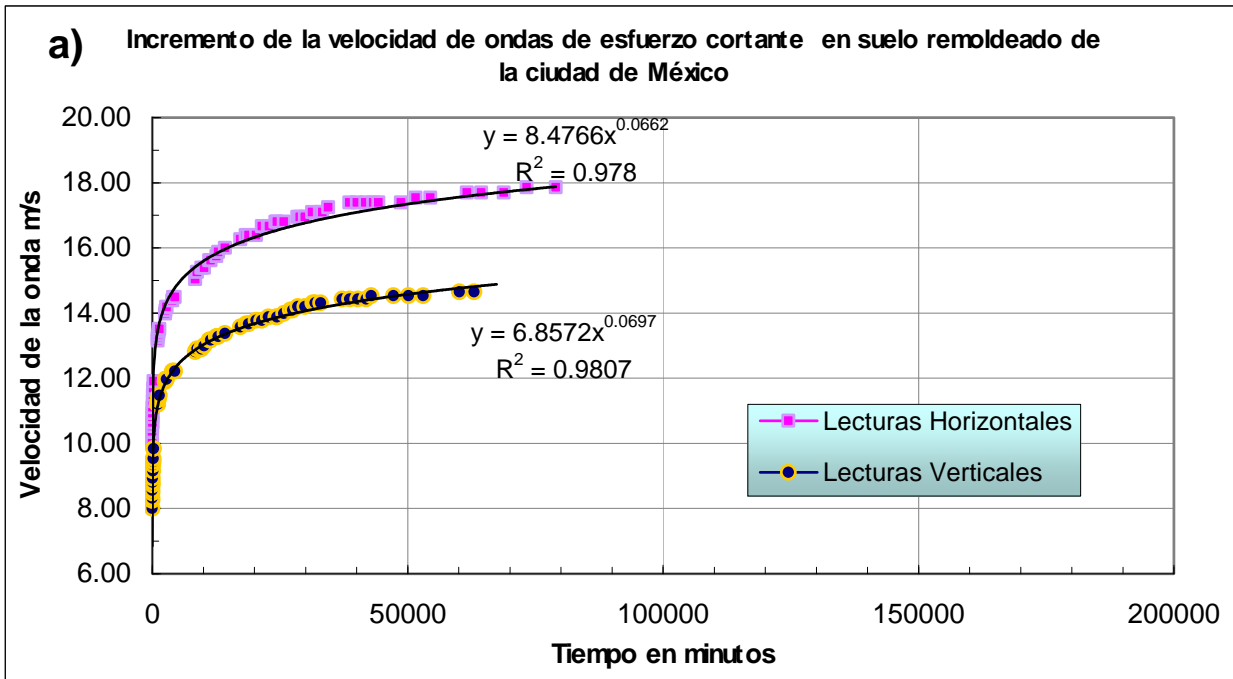


Figura 35. Curvas representativas de las tendencias del incremento de la velocidad de ondas cortantes con elementos *bender* en la dirección horizontal y vertical.

Con la información de estas curvas podemos proyectar su tendencia y determinar el tiempo necesario para que el suelo recupere sus propiedades de resistencia. Al extender la línea de las curvas de la figura 35, obtendremos tal recuperación, o bien, si procedemos a partir de la resistencia original y determinamos el tiempo requerido para lograr esta resistencia.

Algo importante por mencionar es que estas ecuaciones aplican específicamente a muestras de suelo en condiciones similares a la geometría de la muestra. En la figura 36 se muestra una nueva curva adicional a las mostradas anteriormente, en la que se representa el incremento proporcional entre una y otra dirección, es decir; el porcentaje de incremento entre ambas direcciones.

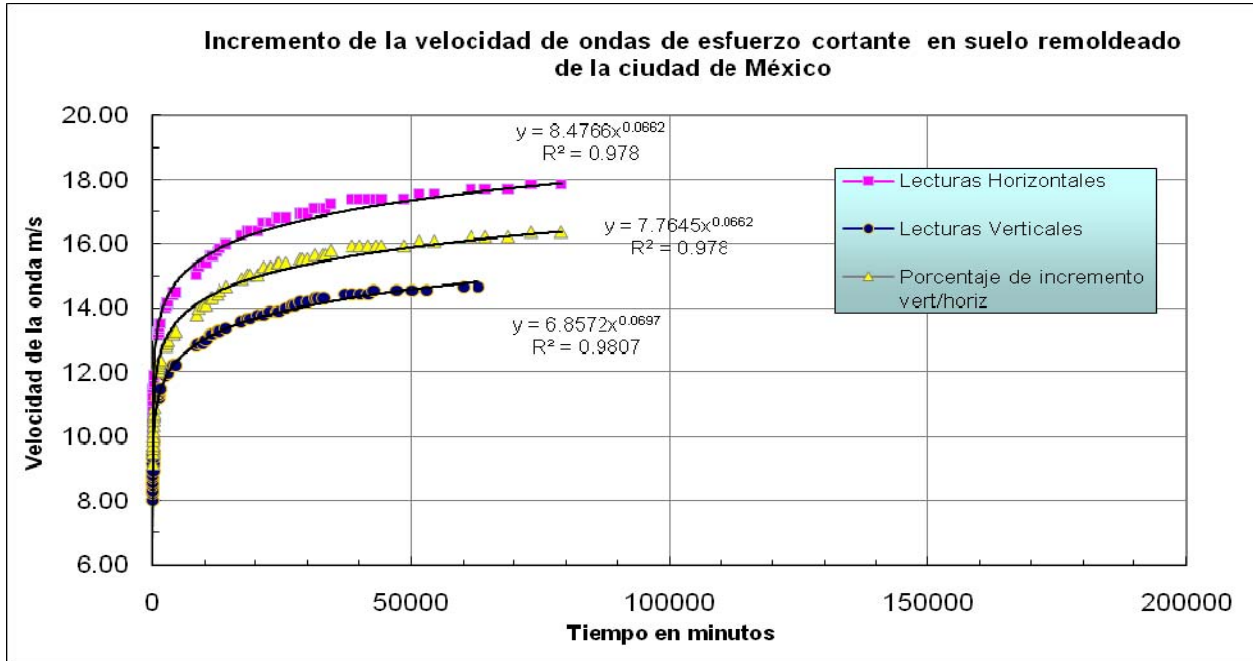


Figura 36. Incremento proporcional vertical/horizontal de las velocidades de onda medidas.

Se observa que efectivamente el incremento en la velocidad de onda es mayor en la dirección horizontal que en la dirección vertical.

6.2.2.2.- Rigidez y resistencia del suelo

En la mecánica de suelos, es usual el uso de correlaciones de las propiedades del suelo, por ello haremos énfasis en la relación que existe entre rigidez y resistencia, ya que el conocimiento de cada propiedad, nos da elementos para vislumbrar la importancia en la determinación de la rigidez y de ¿cómo a partir de un $G_{máz}$ obtenemos directamente la resistencia del suelo?; con este marco de referencia podemos simplificar la interpretación de los resultados de laboratorio obtenidos.

La diferencia entre rigidez y resistencia radica principalmente en lo siguiente:

La rigidez es una medida de la oposición que presenta un material a ser deformado, en un eje específico, ante una fuerza normal o cortante, en ella se combina el arreglo geométrico y el tipo de material y se se representa gráficamente, como la pendiente de la trayectoria de una secuencia de coordenadas dadas en función de deformaciones contra esfuerzos aplicados, como lo muestra la gráfica 37.

A diferencia de la resistencia la cual es el valor máximo que desarrollo un material antes de llegar a la falla.

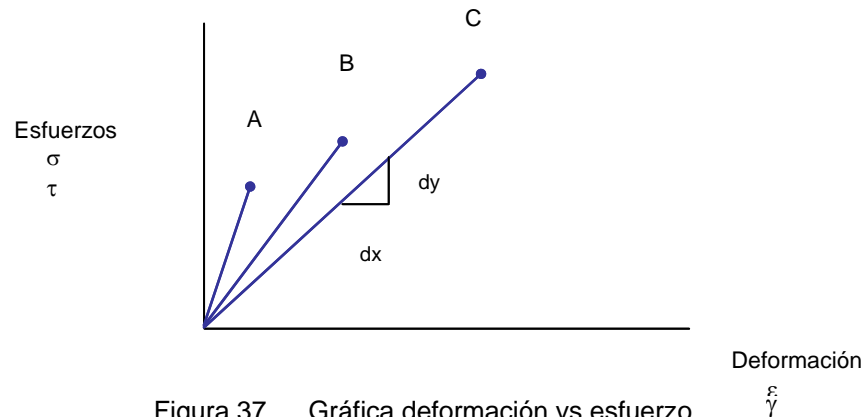


Figura 37. Gráfica deformación vs esfuerzo

Las rectas trazadas son las trayectorias de deformación que presentan tres materiales distintos A, B y C, ante la aplicación de esfuerzos. El caso del material A, indica que tiene mayor rigidez comparado con el material B y C.

Modulo de rigidez = dy / dx , cuando $dx = 1$; $G = d\sigma / d\gamma$

La presencia de esfuerzos normales (axiales) produce deformaciones unitarias longitudinales, y los esfuerzos cortantes exhiben distorsiones angulares (pequeñas deformaciones) en la muestra de suelo; de tal forma que, en el punto final de las pendientes, se encuentra la resistencia del suelo, la cual se define como el valor máximo de esfuerzo que desarrolla un material antes de llegar a la falla. Considerando estos conceptos, determinamos la resistencia del suelo, medida a partir de los resultados de los elementos *bender*.

Las variaciones de resistencia/rigidez que presenta el material de estudio, se mide en función de las velocidades de onda (V_s) que se propagan en la muestra de suelo. En este caso no habrá aplicación de esfuerzo que pueda producir una deformación por carga, ni distorsión angular. La condición que prevalecerá principalmente, es la referente al contenido de agua en la muestra, y los efectos naturales que se puedan desarrollar en las partículas que conforman la estructura del suelo.

En el experimento realizado se pudo observar que el material en estado inalterado presenta valores de modulo de elasticidad E (ton/m^2), que fluctúan de $150 \text{ ton}/\text{m}^2$ a $210 \text{ ton}/\text{m}^2$ de profundidades de 5 a 17m de profundidad (figura 29). Se tomó como referencia el valor mínimo igual a $15 \text{ kg}/\text{cm}^2$ y se dibujó la gráfica representativa de la resistencia en estado intacto del suelo, la cual se comparó con las curvas de incremento de resistencia del suelo remoldeado en ambas direcciones. Con esto, se determinó el tiempo requerido para que el suelo alcance teóricamente su estructura original. El incremento mencionado se puede observar en la figura 38.

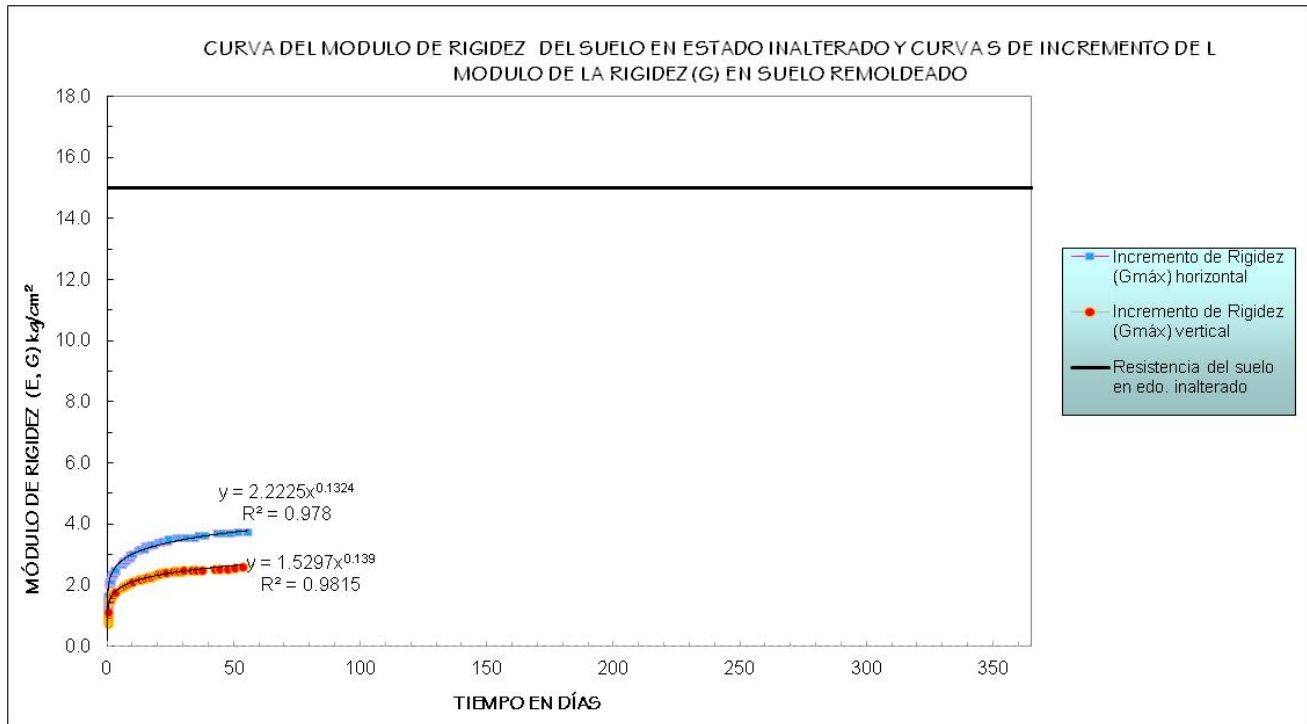


Figura 38. Curvas de resistencia en estado inalterado y curva de incremento de la rigidez al corte.

De acuerdo con las ecuaciones que se presentan en la gráfica, se calculó el tiempo en que la muestra recuperará teóricamente el 100% de su resistencia medida en estado inalterado.

De la ecuación: $y = 2.2225 x^{0.1324}$ (Incremento de la rigidez en la dirección horizontal)

Si $y = 15 \text{ kg/cm}^2$

Despejando la variable "x" de la ecuación anterior se tiene lo siguiente:

$$x = (y/2.2225)^{1/0.1324}$$

$$x = 1,833,216 \text{ días}$$

$$\mathbf{x = 5,022 \text{ años}}$$

Para determinar el tiempo de recuperación en la dirección vertical se realizó el cálculo con la siguiente expresión:

$$y = 1.5297 x^{0.139} \text{ (Incremento de la rigidez en la dirección vertical)}$$

Despejando la variable "x" de la ecuación anterior se tiene lo siguiente:

$$x = (y/1.5297)^{1/0.139}$$

$$x = 13,582,682 \text{ días}$$

$$\mathbf{x = 37,212 \text{ años}}$$

El tiempo requerido para que el suelo recupere su estructura original involucra toda una etapa geológica.

6.2.3.- Efecto del tiempo en la recuperación de propiedades mecánicas

Con estos valores es posible observar claramente que el material remoldeado una vez depositado empieza a desarrollar un comportamiento anisotrópico. Esta característica de material anisotrópico es propia de materiales tales como las arcillas de la Ciudad de México.

Por otra parte se puede decir que, dado que existen múltiples variables que se presentan en la preparación del material, así como del equipo con el que se midió el incremento de resistencia, al igual que la teoría empleada para determinar el tiempo de arrivo de la onda con elementos bender, es posible que se hayan presentado variables casi imperceptibles en la medición del incremento en la resistencia de una muestra de suelo, que representen ciertas variaciones en los resultados. Respecto a esto, valdría realizar un estudio posterior o complementario a esta investigación para identificar la discrepancia que se tendría con el empleo de otras teorías en el tiempo de arrivo de la onda, solo por mencionar un ejemplo. Sin embargo, estos resultados representan una idea muy aproximada del incremento en la resistencia del suelo de la Ciudad de México.

Considerando el valor de la densidad de masa (ρ) respectiva, y las mediciones de velocidades de onda al esfuerzo cortante se tiene la siguiente gráfica de incremento de rigidez ($G_{m\acute{a}x}$) a partir de un suelo remoldeado.

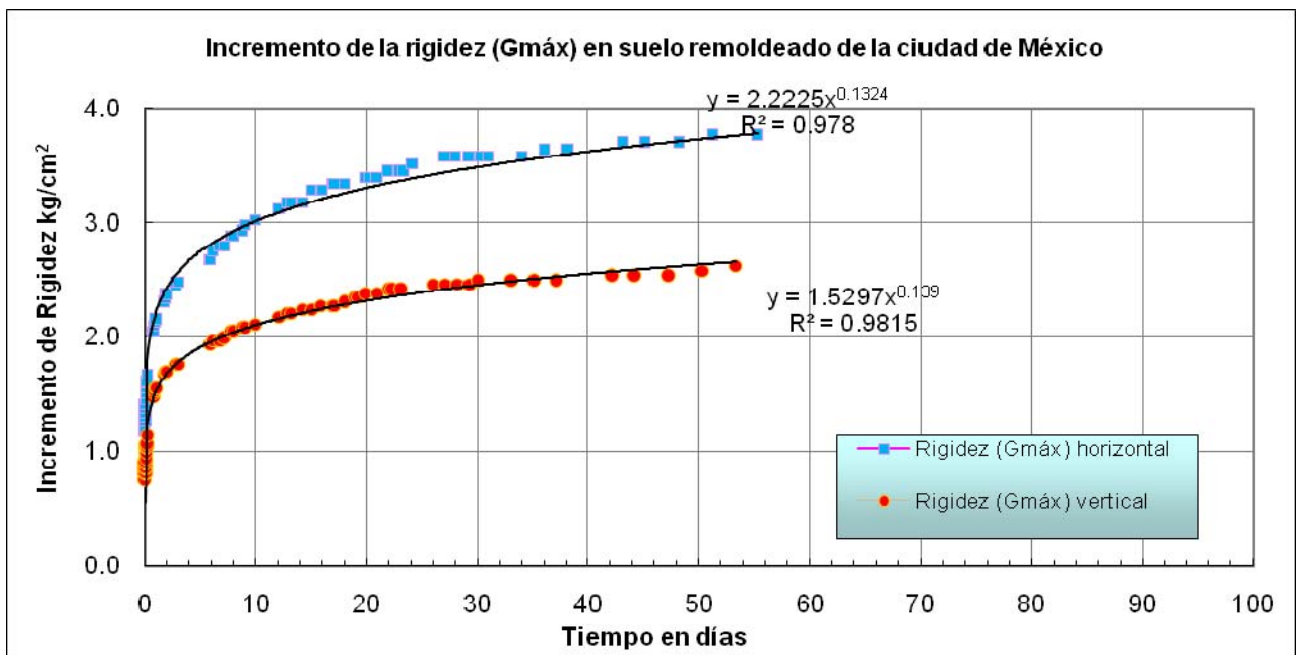


Figura 39. Gráfica de incremento de la rigidez al corte ($G_{m\acute{a}x}$) en dirección horizontal y vertical.

$$G_{\text{máx}} = \rho * V_s^2$$

Donde:

ρ = peso vol. / (aceleración de gravedad) = densidad de masa

$$\rho = 1.16 \text{ ton/m}^3 / (9.81 \text{ m/s}^2) = 0.118 \text{ ton s}^2/\text{m}^4$$

Se consideró el peso volumétrico promedio (de 5 a 16.80m de profundidad), igual a 1.16 ton/m³.

Con estas mediciones, se pudo comprobar que la recuperación de la resistencia al esfuerzo cortante para pequeñas deformaciones es importante y que puede ser determinada con el empleo de elementos bender. El valor de sensibilidad calculado en esta prueba para la dirección vertical es de 5.77 y para la dirección horizontal resultó de 3.94.

Una observación importante de los resultados, es la anisotropía del suelo, es decir se comprueba con este experimento que la resistencia en la dirección horizontal-vertical es diferente.

6.2.3.1.- Variables que afectan las mediciones

Existen diversas fuentes de error en la medición de V_s , entre las principales podemos mencionar el uso de la función transferencia y el efecto de la onda unidimensional, sin embargo estos errores se compensan en la mayoría de los casos debido a la longitud de la muestra. Esto significa que si las dimensiones de la muestra fueran preferentemente más grandes habría menos error.

Otro de los errores más comunes en pruebas con elementos bender es la determinación del tiempo de arribo (t), pues aún se desconoce que aproximación tienen las mediciones con picos característicos entre la señal suministrada y de llegada. Sin embargo, en este estudio se dio prioridad a la interpretación de la recuperación de la resistencia del suelo, ya que para estos fines, consideramos que la precisión de los aparatos y las lecturas resulta suficiente para cubrir tal objetivo.

6.3.- Interpretación de los resultados de las pruebas de consolidación unidimensional

El estudio de la microestructura nos ha permitido conocer la relación que existe entre el comportamiento que presenta el suelo en cuanto a la permeabilidad; y a su vez, correlacionar las propiedades de compresibilidad y resistencia, así como su variación con el tiempo. De aquí la importancia de realizar pruebas de compresibilidad, ya que esta prueba está asociada a tres parámetros de interés: la permeabilidad del suelo, el espesor del estrato drenado y el tiempo. Este último factor es de suma importancia en el fenómeno de tixotropía, fenómeno al que algunos autores le denominan envejecimiento. La diferencia radica en que en la prueba de consolidación se efectúan incrementos de carga y la tixotropía es un proceso exclusivo del tiempo sin incrementos de carga. Sin embargo en ambas existe la presencia del tiempo que es el enfoque de este estudio.

Las pruebas realizadas fueron de 2 tipos, como a continuación se indica:

- 1-Prueba de consolidación con suelo inalterado (Con incrementos @ 48 horas).
- 2-Prueba de consolidación con material remoldeado (Con incrementos @ 48 horas).

El objetivo de la programación de estos ensayos fue obtener las curvas de compresibilidad (esfuerzo-relación de vacíos) y determinar las tendencias de estas curvas, así como el esfuerzo de fluencia.

Al trabajar el suelo en estas condiciones fue necesario contar con dos consolidómetros de características similares, así como la respectiva calibración de estos aparatos. En el capítulo 4 se describió el procedimiento de calibración y la obtención de curvas.

Los resultados de las dos pruebas de compresibilidad realizadas se muestran a continuación.

6.3.1.- Prueba de compresibilidad con material inalterado

Se presentan los datos de la prueba de consolidación unidimensional en el material inalterado, el resumen se muestra a continuación:

DATOS DE CÁLCULO PARA LA PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN EN SUELO INALTERADO

ENSAYE No:	5	Profundidad:	13.00-13.20 m
OBRA:	ALAMEDA 2001		
LOCALIZACIÓN:	(ALAMEDA CENTRAL) ENTRE DR. MORA Y AV. HIDALGO.		
SONDEO No.:	2		
Muestra No.:	4		
Descripción:	CH Suelo arcilloso altamente compresible y permeable de color gris y café oscuro su consistencia en estado inalterado es semi-duro.		

FECHA: 24/12/01 - 05/02/02
 OPERADOR: Aurora Olivares Tello
 CALCULÓ: Aurora Olivares Tello

DETERMINACIÓN DE W	Al principio de la prueba		Al final de la prueba
No. de la cápsula =	A-12	A-18	refractario
Peso de la tara + suelo húmedo=	82.76	68.87	938.2
Peso de la tara + suelo seco=	49.31	44.09	821.35
Peso del agua =	33.45	24.78	116.85
Peso de la tara =	36.83	34.18	772.34
Peso del suelo seco: (Ws) =	12.48	9.91	49.01
Contenido de agua:W(%) =	268.03	250.05	238.42
	Promedio =	259.0	238.42

Anillo no:	3		
Diámetro del anillo:	D =	7.58	cm
Área del anillo:	A =	45.126	cm ²
Altura del anillo=		3.84	cm
Altura del anillo al inicio de la prueba:		H1 =	38.4 mm
Peso específico relativo de sólidos:		Ss =	2.47
Peso de los sólidos =		49.01	gr
Altura de sólidos:	Hs = 10*(Ws)/(A*Ss)=		4.40
Variación en la altura de la muestra del principio al final de la prueba:		ΔH =	6.758 mm

Altura final de la muestra:	H2 = H1 - ΔH =	31.64	mm
Altura inicial del agua:	Hw1= W1*Hs*Ss =	28.13	mm
Altura final del agua:	Hw2= W2*Hs*Ss =	25.89	mm
Relación de vacíos inicial:	e1 = (H1-Hs)/Hs =	7.58	
Relación de vacíos final:	e2 = (H2-Hs)/Hs =	6.07	
Grado de saturación inicial:	G1 = Hw1 / (H1-Hs)=	82.74	%
Grado de saturación final:	G2 = Hw2 / (H2-Hs)=	95.04	%

observaciones :

Para el análisis de las curvas de consolidación, se utilizó el método de Casagrande para identificar la consolidación primaria debido a la disipación de presión de poro, el cual determina los porcentajes de consolidación con base en una gráfica semi – logarítmica (Logaritmo del tiempo vs Deformación vertical). Sin embargo, no fue posible identificar en la mayoría de los incrementos de esfuerzo el 100% de la consolidación primaria, por lo cual no fue posible definir el inicio de la consolidación secundaria.

Se puede decir que la consolidación secundaria es el resultado de los efectos plasto-viscosos intergranulares del suelo desarrollados en el tiempo, el cual se presenta cuando el proceso de consolidación por disipación de presión de poro concluye y empieza así a manifestarse el incremento de carga sobre las partículas del espécimen, comenzando el proceso de endurecimiento que debe ser más notorio conforme el tiempo sea mayor.

Decimos que la tixotropía está relacionada a la consolidación secundaria ya que en esta etapa los efectos producidos en la muestra se deben al efecto del tiempo, ya que la disipación de presión de poro ha terminado y por lo tanto los efectos plasto-viscosos intergranulares que hacen que el suelo incremente su resistencia se empiezan a desarrollar lentamente en el transcurrir del tiempo.

6.3.1.1.- Equipo y material empleado en la prueba de compresibilidad con material inalterado

El ensaye se realizó en el consolidómetro instrumentado y se obtuvo la curva de compresibilidad que se muestra en la figura 40. Las relaciones de vacíos máxima y mínima, así como el grado de saturación inicial de cada prueba se dan en la tabla mostrada con anterioridad. Los incrementos del ensaye se realizaron a velocidad constante y fue de 0.1 kg/cm^2 con una duración por incremento de 48 horas. Se eligió realizar los incrementos con esta duración para que las gráficas de compresibilidad fueran comparables entre presiones y relación de vacíos generada a un determinado tiempo. El ensaye corresponde a la muestra con material inalterado.

6.3.2.- Prueba de compresibilidad con material remoldeado

Al igual que en el material inalterado, la información que se presenta a continuación corresponde a los datos de la prueba de consolidación unidimensional en el material remoldeado.

DATOS DE CÁLCULO PARA LA PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN EN SUELO REMOLDEADO

ENSAYE No:	3
OBRA: ALAMEDA 2001	
LOCALIZACIÓN: (ALAMEDA CENTRAL) ENTRE DR. MORA Y AV. HIDALGO.	
SONDEO No.:	2
Muestra No.:	2
Descripción:	Material arcilloso-arenoso de consistencia blanda y W = LL, presenta una coloración grisásea. Material en estado remoldeado.

FECHA: 21/11/01 - 26/12/01
 OPERADOR: Aurora Olivares Tello
 CALCULÓ: Aurora Olivares Tello

DETERMINACIÓN DE W	Al principio de la prueba	Al final de la prueba
No. de la cápsula =		
Peso de la tara + suelo húmedo=		
Peso de la tara + suelo seco=		
Peso del agua =		
Peso de la tara =		
Peso del suelo seco: (Ws) =		
Contenido de agua : W(%) =		184.78

Promedio = 278.23 184.78

Anillo no:	2		
Diámetro del anillo:	D =	6.33	cm
Área del anillo:	A =	31.47	cm ²
Altura del anillo=		2.54	cm
Altura del anillo al inicio de la prueba:	H1 =		25.4 mm
Peso específico relativo de sólidos:	Ss =		2.47
Peso de los sólidos =		25.5	gr
Altura de sólidos:	$H_s = 10 \cdot (W_s) / (A \cdot S_s) =$		3.28
Variación en la altura de la muestra del principio al final de la prueba:	$\Delta H =$		7.757 mm

Altura final de la muestra:	$H_2 = H_1 - \Delta H =$	17.64	mm
Altura inicial del agua:	$H_{w1} = W_1 \cdot H_s \cdot S_s =$	22.54	mm
Altura final del agua:	$H_{w2} = W_2 \cdot H_s \cdot S_s =$	14.97	mm
Relación de vacíos inicial:	$e_1 = (H_1 - H_s) / H_s =$	6.01	
Relación de vacíos final:	$e_2 = (H_2 - H_s) / H_s =$	3.87	
Grado de saturación inicial:	$G_1 = H_{w1} / (H_1 - H_s) =$	101.92	%
Grado de saturación final:	$G_2 = H_{w2} / (H_2 - H_s) =$	104.25	%

observaciones :

Al igual que el análisis de las curvas de consolidación para el suelo inalterado, las curvas de consolidación para el material remoldeado también emplearon el método de Casagrande. En las gráficas se observó que conforme van incrementando los esfuerzos el quiebre de la curva indica que la fase de consolidación primaria tiende a la izquierda.

6.3.2.1.- Equipo y material empleado en la prueba de compresibilidad con material remoldeado

El material con el que se realizó el ensaye de consolidación corresponde a la profundidad de 13.00 m cuyo contenido natural de agua al inicio de la prueba fue de $W_i = 278.23\%$ y $W_f = 184.78\%$. El material se ensayó en estado alterado (remoldeado) con una relación de vacíos inicial de $e_0=6.01$ y al final de la prueba $e_f = 3.87$. Los incrementos fueron con esfuerzos constantes de 0.0972 kg/cm^2 a excepción del primero llegando a un esfuerzo máximo de $\sigma_{\text{máx}}=1.8468 \text{ kg/cm}^2$. Los esfuerzos se aplicaron a cada 48 horas. La curva de compresibilidad obtenida se muestra en la figura 40.

Debido a los resultados alojados anteriormente y tomando en cuenta de alguna forma la escasa información en cuanto al procedimiento para pruebas de consolidación en materiales remoldeados se optó por realizar con estos 2 ensayes las curvas de compresibilidad y la correspondiente interpretación del efecto secundario con la tixotropía (que no se alcanzó a desarrollar).

Las gráficas obtenidas mostraron relaciones de vacíos las cuales se expresan en función de las deformaciones medidas con el micrómetro. En las curvas mostradas con material remoldeado e inalterado correspondientes a las pruebas No. 3 y 5 se observa que la prueba con material remoldeado presenta relaciones de vacíos (e) menores que la prueba con material inalterado aún con la misma carga, ver figura 40.

Para el caso de la curva de compresibilidad del suelo remoldeado se observa que ésta se asemeja más a una línea recta en escala semi-logarítmica. Al aumentar la carga el material se compacta a oquedades más bajas aumentando consecuentemente la consistencia relativa y haciéndose cada vez menos compresible.

De aquí se concluye que a la formación de un determinado arreglo estructural del material, los granos de arcilla pueden desarrollar con el tiempo de reposo contactos firmes, volviendo así al material menos compresible y más resistente dentro de un mismo estado de esfuerzos efectivos. Este fenómeno es observado principalmente en arcillas y limos arcillosos, al cual algunos investigadores le han llamado endurecimiento, y dado que el acercamiento de los granos es mayor conforme transcurre el tiempo también se le ha nombrado solidificación del material. A través del tiempo el material se solidifica obteniéndose una reducción importante de la compresibilidad entre el rango de esfuerzos tal como se observa en la figura 40.

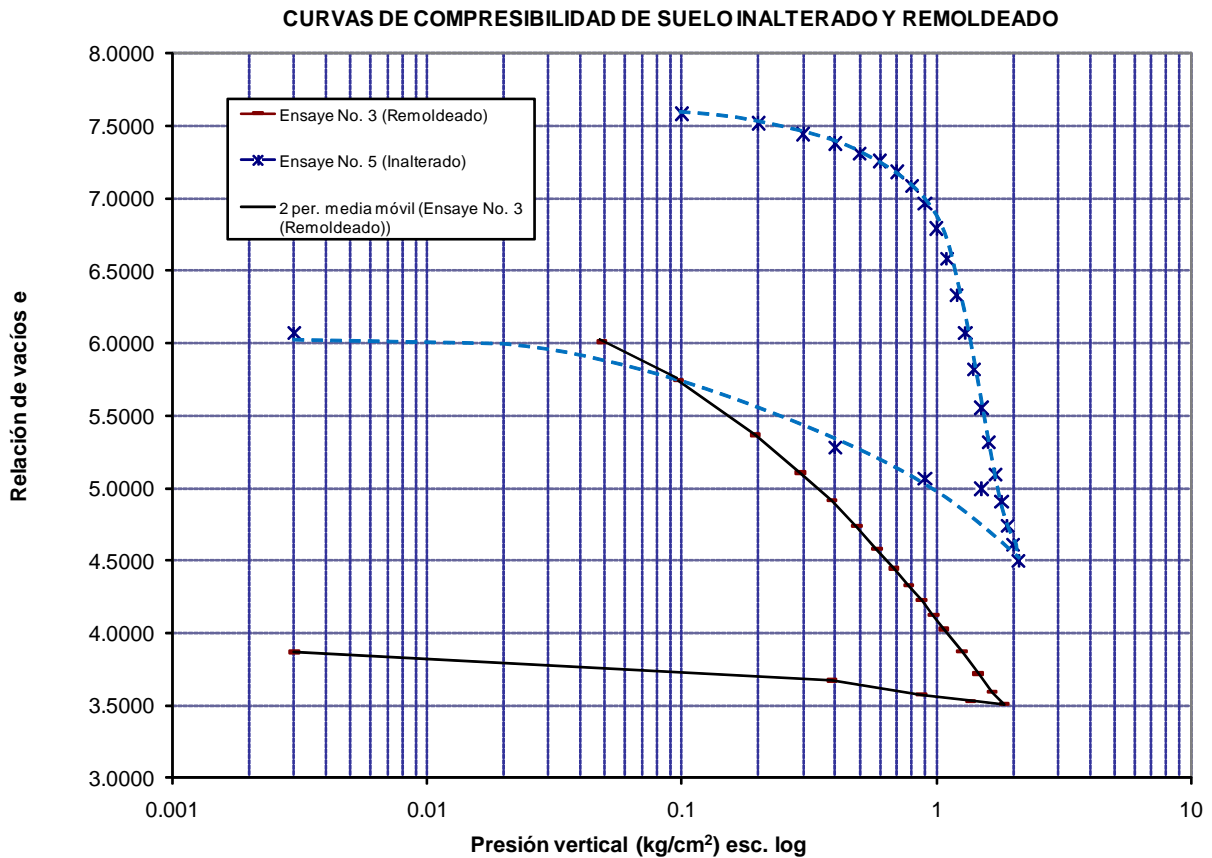


Figura 40. Curvas de compresibilidad de muestras de suelo de la Ciudad de México (Alameda Central).

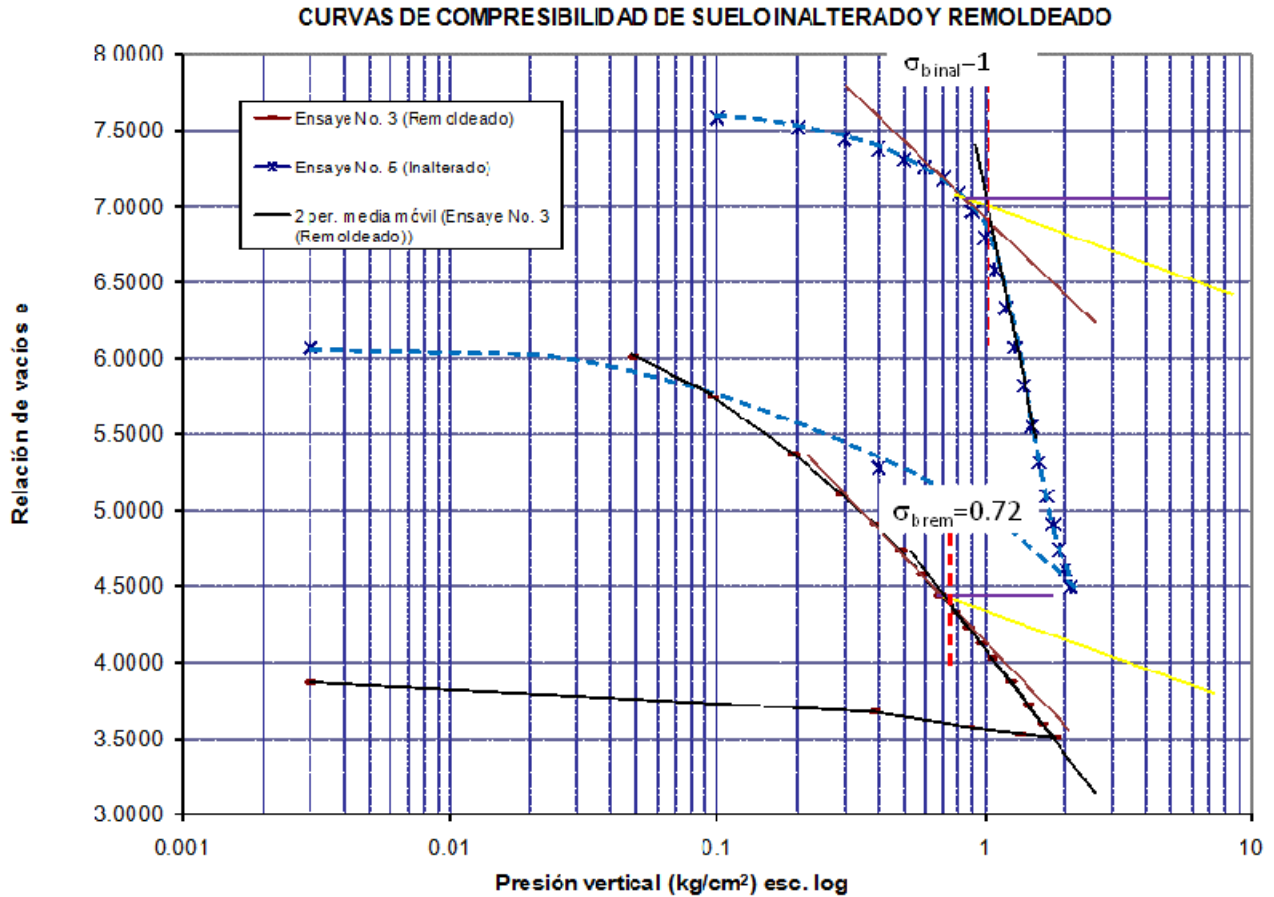


Figura 41. Esfuerzo crítico (σ_b) en curvas de compresibilidad en muestras de suelo de la Ciudad de México (Alameda Central).

Esfuerzo crítico

Un concepto importante por mencionar es el quiebre de la curva de compresibilidad en los materiales arcillosos, ya que ha sido un tema de interés para los investigadores de la mecánica de suelos. El esfuerzo crítico en fechas más recientes se ha denominado “esfuerzo de fluencia”, ya que es considerado como la frontera de un suelo que inicialmente a través de su historia geológica ha conformado una cierta estructura y, que al pasar a un nivel de esfuerzo mayor, este se comporta como un fluido (pierde su estructura). Así se tiene que, a la izquierda del esfuerzo crítico el material presenta cierta compresibilidad, es decir el tramo de recompresión. A la derecha del σ_b el suelo fluye y no presenta resistencia a la deformación, por lo que se comporta como un material líquido.

Un nuevo concepto se presenta por primera vez en la literatura especializada (Díaz Rodríguez et. Al 1992) “la curva de fluencia”, la cual representa el lugar geométrico de todos los puntos de esfuerzo crítico obtenidos siguiendo diferentes trayectorias de esfuerzo, la investigación de la fluencia de arcillas naturales de la Cd. de México (Díaz Rodríguez et. al 1992), se dió a conocer en la literatura especializada y se le comparó con 50 curvas de fluencia de arcillas naturales con más de diez países, lo que permitió realizar la generalización del concepto. Con el conocimiento de estas recientes investigaciones, se analizó la fluencia que presentaba el suelo con distintos niveles de esfuerzo en la dirección vertical, a través de pruebas de consolidación unidimensional. Una de las primeras hipótesis, tal vez la principal es que, la fluencia que presenta el suelo bajo ciertos valores de esfuerzo origina cambios a nivel micro – estructural y con lo cual podríamos explicar que efectivamente es por estas características que se presentan variaciones en la compresibilidad y resistencia del suelo.

6.3.2.2.- Forma de las curvas de consolidación primaria y secundaria

En el material inalterado como remoldeado las curvas de consolidación presentaron consolidación primaria, sin embargo, no siempre fue posible identificar la conclusión de este proceso. Por lo tanto, en esos casos tampoco fue posible conocer cuando empieza la consolidación secundaria, dado que el tiempo para cada incremento de carga no permitió verificar la consolidación secundaria, se recomienda que como primer punto se contemple una duración de 1 semana por cada incremento, y posteriormente se tome en cuenta la teoría de L. Zeevaert (1984), para que con ello se observe el comportamiento mencionado.

El suelo presenta una compresión primaria inmediata, debido al efecto hidrodinámico del agua de poro, el cual se encuentra sujeto a una sobrecarga; simultáneamente, se desarrolla un efecto de viscosidad intergranular, que aparentemente es muy pequeño (con los métodos empleados no fue posible verificarlos). comparado con la disipación de presión de poro; sin embargo, este efecto se debe a que las partículas tienen un retardamiento, para que puedan estar en contacto unas con otras, y posteriormente empiecen a deformarse. Esta es la parte de la tixotropía la cual forma parte del fenómeno de envejecimiento y se caracteriza por un mejoramiento de las propiedades mecánicas del suelo a medida que transcurre el tiempo, en esta etapa ocurre una tendencia a la floculación y reordenamiento de las partículas del suelo en grupos, una vez que se ha roto el equilibrio energético entre ellas debido al remoldeo (Mitchel, 1993). Los efectos tixotrópicos se presentan en suelos arcillosos con relaciones de vacíos bajos.

En resumen, Zeevaert considera el efecto de la consolidación primaria tal como lo describe Terzaghi. Además considera que la consolidación secundaria empieza al mismo tiempo que la primaria, pero que al finalizar la primaria, la consolidación secundaria se hace más evidente.

Las hipótesis a las que esta sujeta la teoría, son las siguientes:

- 1- El suelo esta constituido de dos estructuras básicas, que son: granos microscópicos sin cohesión, y flóculos de granos submicroscópicos que forman aglomeraciones de minerales de arcilla.
- 2- Ambas estructuras se encuentran saturadas con agua. La primera representa la compresión primaria y la segunda un comportamiento altamente viscoso intergranular o compresión secundaria debido a las fuerzas cortantes que se originan entre los contactos intergranulares. La interpretación física de estas estructuras se muestra en la figura 42.

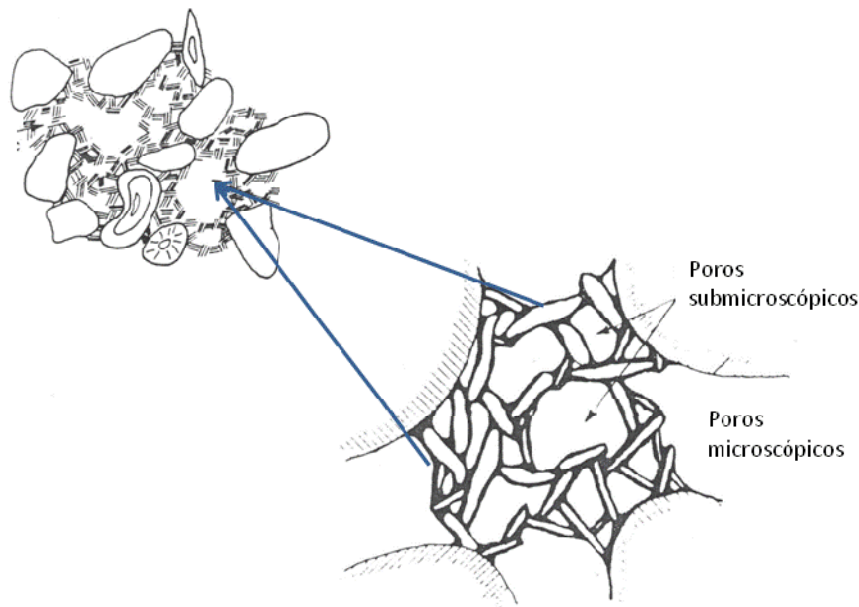


Figura 42. Interpretación física de una estructura de arcilla.

La rama inclinada de la curva de compresibilidad, representa la compresión de suelo para una nueva condición estructural impuesta por el confinamiento que le proporciona el anillo rígido del odómetro. (Zeevaert, 1986). Las deformaciones en esta parte de la curva de compresibilidad son grandes comparadas con las de la curva antes del esfuerzo crítico. En este tipo de suelos, la rama inclinada no debe usarse para diseño, pues se esta expuesto a tener grandes desplazamientos verticales.

Crawford (1964), hace una descripción de las curvas obtenidas de una serie de pruebas de consolidación unidimensional, en las cuales se aprecia que para los primeros incrementos desde 0.35 kg/cm^2 hasta 1 kg/cm^2 las deformaciones que sufre el espécimen son pequeñas, dando como resultado curvas de consolidación ligeramente planas y prácticamente horizontales, pero al incrementar el esfuerzo hasta 2 kg/cm^2 que excede el esfuerzo de fluencia (σ_b) para ese suelo, las curvas tienden a mostrar concavidades en las cuales el 100% de consolidación primaria se puede obtener por algún método gráfico y además es comparable con el valor del tiempo medido a través del transductor de presión de poro.

6.3.3.- Importancia de la recuperación de propiedades mecánicas del suelo

1. De los diversos métodos existentes para graficar las curvas de consolidación, el Método de Casagrande ($\log t$) y Taylor (\sqrt{t}) son los más comúnmente usados, y son considerados como métodos estándar.
2. Como bien lo comenta Mitchell (1993) la importancia de conocer las características de los suelos lacustres radica en determinar propiedades relacionadas con su comportamiento, ya que constantemente estas son tomadas como una base de sustentación para múltiples edificaciones, por lo que nos interesa hacer una clasificación ingenieril de las arcillas y conocer su porcentaje de recuperación con el tiempo (en ciertos parámetros) de acuerdo a las propiedades y posteriormente plantear alternativas para diseño de cimentaciones en la ciudad de México.

Conclusiones

Para llevar a cabo la prueba con elementos *bender*, el material arcilloso representativo de la Ciudad de México, se remoldeó y colocó en un recipiente de 1000 cm³ y se monitoreó durante 2 meses bajo un esfuerzo de confinamiento muy bajo.

Como resultado de la investigación realizada con una muestra de arcilla limosa con $W= 225\%$ y con un porcentaje de finos de 70% y de arenas 30%, concluimos lo siguiente:

1. Se comprobó que la recuperación de la resistencia al esfuerzo cortante para pequeñas deformaciones es importante y se puede determinar con el empleo de los elementos *bender*.
2. El resultado de esta prueba fue una curva de incremento de la rigidez en el suelo durante los dos meses de reposo para cada una de las direcciones horizontal y vertical.
3. Se observó que el espécimen presentaba ligera anisotropía cruzada, siendo más rígido en la dirección horizontal que en la dirección vertical, y por lo tanto las diferencias entre $G_{\text{máx}}$ obtenidas para estas dos condiciones de carga son distintas.
4. En esta prueba experimental se encontró que la tendencia del incremento de la velocidad de una onda cortante en una arcilla limosa característica de la ciudad de México en un lapso de tiempo X , puede ser representada por las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned} \text{a) Para la dirección horizontal} & \quad Y_1 = 7.7645 (X_1)^{0.0662} \\ \text{b) Para la dirección vertical} & \quad Y_1 = 6.8572 (X_1)^{0.0697} \end{aligned}$$

Donde:

X_1 = Tiempo en minutos

Y_1 = Velocidad de la onda cortante en m/s

5. A partir de las ecuaciones obtenidas para medir el incremento de rigidez de un suelo arcilloso característico de la ciudad de México se identificó que el mayor incremento se da en los primeros veinte días a partir de que la muestra se deja en reposo.
6. A partir de las expresiones obtenidas se determinó que la recuperación teórica de la rigidez al corte del suelo requiere de miles de años para alcanzar su resistencia original. Aproximadamente del orden de 5022 años.
7. La recuperación de la resistencia medida en el modelo adoptado con elementos *bender*, se debe a efectos que no están relacionados a ningún incremento de carga, ya que solo existe el peso propio de la muestra, por otra parte las condiciones de contenido de agua se mantienen constantes, por lo cual se concluye que en el tiempo de reposo se desarrollan procesos físico-químicos que crean una reorientación de partículas, las cuales logran que el suelo presente mayor resistencia al corte.

8. También se concluye que la resistencia no drenada de un sedimento natural como lo es en este caso el material remoldeado, el cual es normalmente consolidado, es función exclusiva de su esfuerzo efectivo in-situ y de la estructura del suelo y no del contenido de agua natural.

Se presentan a continuación los resultados de la pruebas de consolidación unidimensional:

1. El fenómeno de endurecimiento tixotrópico se puede investigar por medio de pruebas de compresibilidad efectuadas en el odómetro con tiempos prolongados por duración de carga. Ya que para la formación de un determinado arreglo estructural del material, los granos de arcilla desarrollan contactos firmes, que hacen que el material se muestre menos compresible y más resistente dentro de un determinado rango de esfuerzos efectivos.
2. De acuerdo con el método gráfico de Casagrande para estimar el 100% de consolidación primaria, se encontró que no son aplicables a materiales remoldeados para el caso de suelos de la ciudad de México, debido a que el 100% de consolidación primaria tendría que ser comprobado a través de un transductor de presión de poro, aún sin tener evidencia de algún quiebre en la curva de consolidación.
3. De las pruebas de compresibilidad realizadas en suelo inalterado y remoldeado de arcilla de la ciudad de México, se obtuvieron las gráficas que representan la compresibilidad de los suelos característicos de la ciudad de México en estado inalterado y remoldeado.
4. Se intento identificar experimentalmente que el efecto de viscosidad intergranular se debe al retardamiento para que las partículas puedan estar unas con otras, lo que obliga a periodos de tiempo prolongados para cada carga, lo cual es comúnmente conocido como mejoramiento de las propiedades mecánicas del material equivalente al fenómeno tixotrópico, fenómeno en el cual ocurre una tendencia a la floculación y reordenamiento de las partículas, mismo que no fue observado en este experimento, debido a que se requiere de mayor tiempo para identificar claramente el inicio de la consolidación secundaria.

Recomendaciones

Se recomienda desarrollar un trabajo adicional para investigar los factores que influyen en el incremento del $G_{m\acute{a}x}$, tales como condiciones de carga, preparación del material, dimensiones de la muestra y condiciones de contenido de agua.

Es conveniente realizar mediciones equivalentes a un año de reposo de material remoldeado, ya que esto definiría contundentemente el incremento de la rigidez.

Se recomienda estudiar la factibilidad de instalar este tipo de herramientas piezoeléctricas (BE) en filtros de presas de tierra y enrocamiento para estimar el incremento de la rigidez en este material, ya que esta acción contribuiría al monitoreo de esfuerzos desarrollados en el interior de la presa.

Por otra parte, con relación a las pruebas de compresibilidad es recomendable tomar lapsos de tiempo mayores a 48 horas, es decir 1 semana aproximadamente por cada incremento de carga, con la finalidad de identificar claramente la configuración de las curvas que definen el inicio de la consolidación secundaria, para verificar el endurecimiento tixotrópico y comparar con los resultados obtenidos de las pruebas mostradas anteriormente.

Referencias

ARTÍCULOS

1. Allman M. A. and Atkinson J.H., 1992, "Mechanical properties of reconstituted Bothkennar soil", *Géotechnique* 42(2): 289-301.
2. Allman M. A. and Atkinson J.H., 1992, "Influence of laboratory sample preparation procedures on the strength and stiffness of intact bothkennar soil recovered using the laval sampler", *Géotechnique* 42(2):349-354.
3. Arulnathan R. and Boulanger R.W., 1998, "Analysis of bender element tests", *Geotechnical Testing Journal* 21(2):120-131.
4. Been K. and Sills G.C., 1981, "Self – weight consolidation of soft soils: an experimental and theoretical study", *Géotechnique* 31(4):519-535.
5. Bjerrum L., 1967, "Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings", 7th Rankine Lecture, *Géotechnique London* 17(2):81-118.
6. Bjerrum L., "Problems of soils mechanics and construction on soft clays" *Proceedings, 8th ICSMFE, Moscú, Vol. 3:111-159.*
7. Black David K. and Lee K.L., 1973, "Saturating laboratory samples by back pressure", *ASCE Journal of the soil mechanics and foundations division: 75-93.*
8. Burland J. B., 1990, "On the compressibility and shear strength of natural clays", *Géotechnique* 40(3):329-378.
9. Cotecchia F., and Chandler R.J. 1997, "The influence of structure on the prefailure of a natural clay", *Géotechnique* 47(3):523-544.
10. Crawford C.B., 1964, "Interpretation of the consolidation test", *ASCE Journal of the soil mechanics and foundations division: 87-102.*
11. De Alba P. and C. K., 1991, "Use of bender elements in soils dynamics experiments", *Recent Advances in instrumentation, Data Acquisition and testing in soil dynamics, ASCE GSP 19: 86-101.*
12. Díaz Rodríguez J. A. and Santamarina J. C., 2001, "Mexico City soil behavior at different strains: observations and physical interpretation", *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* 127(9):783-789.
13. Díaz Rodríguez J. A., Lozano Santa-Cruz R., and Dávila Alcocer V. M., 1998, "Physical, chemical and mineralogical properties of Mexico city sediments: a geotechnical perspective", *Canadian Geotechnical Journal, Vol. 35(4).*
14. Díaz Rodríguez J. A., and Santamarina J. C., 1999, "Thixotropy: the case of Mexico city soils", *Foz do Iguassu, Brazil. Vol.1.*
15. Díaz Rodríguez J. A., et al 1992, "Yielding of Mexico City clay and other natural clays", *ASCE Journal of geotechnical engineering. 118(7).*
16. Díaz Rodríguez J. A., Moreno C. P., and López F. L., Paper No. 1.39, "A study of soil microstructure using bender element tests", UNAM. DEPMI. México D.F.
17. Dyvic R. and Madshus C., 1999, "Lab measurements of G_{max} using bender elements", Milford PA. Geonor Inc. USA. pp 1-8.

-
18. Fam M. A. and Santamarina J. C., 1996, "Study of clay-cement slurries with mechanical and electromagnetic waves", ASCE Journal of geotechnical engineering. pp 365-373.
 19. Gibson Robert E., Schiffman Robert L. and Cargill K.W., 1981, "The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays. II. Finite nonlinear consolidation of thick homogeneous layers", Géotechnique. pp 280-293.
 20. Girault Pablo, 1964, "Mineralogía de las arcillas del Valle de México", pp 511-517.
 21. Imai Goro, 1980, "Settling behavior of clay suspension", Soils and foundations, 20(2):61-77.
 22. Imai Goro, 1981, "Experimental studies on sedimentation mechanism and sediment formation of clay materials", Soils and foundations, 21(1):7-20.
 23. Inoue Toshiyuki, Tan T. and Lee Seng L., 1990, "An investigation of shear strength of slurry clay", Soils and foundation 30(4):1-10.
 24. Jovicic V., Coop M.R. and Simic M., 1996, "Objective criteria or determining G_{max} from bender element test", Géotechnique 46(2):357-362.
 25. Jovicic V. and Coop M.R., 1998, "The measurement of stiffness anisotropy in clays with bender element tests in the triaxial apparatus", Geotechnical Testing Journal, 21(1):3-10.
 26. Koppula S.D. and Morgenstern N. R., 1982, "On the consolidation of sedimenting clays", Géotechnique. pp 260-268.
 27. Leroueil S., Kabbaj M., and Tavenas F., 1985, "Stress-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays", Géotechnique 35(2):283-289.
 28. Liu M. D. and Carter J. P., 1999, "Virgin compression of structured soils", Géotechnique 49(1):43-57.
 29. Locat J. and Demers D., 1988, "Viscosity, yield stress, remolded strength and liquidity index relationships for sensitive clays", Géotechnique pp 799-806.
 30. Mesri G., Rokhsar A. and Bohor B. F., 1975, "Composition and compressibility of typical samples of Mexico City Clays", Géotechnique 25(3):527-554.
 31. Mesri G. and Cordero E. F., 1981, "Shear stress-strain-time behavior of clays", Géotechnique 31(4):537-552.
 32. Mitchell J. K., 1960, "Fundamental aspects of thixotropy of soils", Journal of the soil mechanics and foundations division proceedings of the American Society of Civil Engineers.
 33. Mooser F., 1990, "Estratigrafía y estructuras del Valle de Mexico: El subsuelo de la cuenca del valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo", SMMS, pp 29-36.
 34. Osipov V. I., Nikolaeva S. K. and Sokolov V. N., 1984, "Microstructural changes associated with thixotropic phenomena in clay soils", Géotechnique 34(2):229-303.
 35. Robinson and Gand A. R., 1998, "Analysis of consolidation data by a non- graphical matching method", Geotechnical testing journal, GTJODJ, 21(2):140-143.
 36. Roesler Stephan K., 1979, "Anisotropic shear modulus due to stress anisotropy", ASCE Journal of the geotechnical Engineering Division. Vol. 105:871-881.
 37. Souto A. and Hartikainen J., 1994, "Measurement of dynamic parameters of road pavement materials by bender element and resonant column tests", Géotechnique 44(3):519-526.
 38. Sutherland H. B., 1988, "Uplift resistance of soils", Géotechnique 38(4):493-516.
 39. Thomann Thomas G. and Hryciw R. D., 1990, "Laboratory measurement of small strain shear modulus under K_0 conditions", Geotechnical Testing Journal 13(2):97-105.
 40. Toorman E. A., 1999, "Sedimentation and self-weight consolidation: constitutive equations and numerical modeling", Géotechnique 49(6):709-726.
 41. Viggiani G. and Atkinson J. H., 1995, "Stiffness of fine grained soil at very small strains", Géotechnique 45(2):249-265.

-
42. Viggiani G. and Atkinson J. H., 1997, "Interpretation of bender element tests", *Géotechnique* 47(4):873-877.
 43. Zeevaert L., 1984, "Viscosidad intergranular en suelos finos saturados", División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
 44. Zeevaert L., 1986, "Consolidation in the intergranular viscosity of highly compressible soils", *Consolidation of soil: Testing and evaluation*, ASTM STP 892:257-281.

LIBROS

1. Bowles Joseph E., 1996, "Foundation Analysis and Design", Fifth Edition. Mc. Graw Hill Companies,
2. Braja M. Das. 1985, "Advanced Soil Mechanics", The University of Texas at el Paso. Mc. Graw-Hill Book Company.
3. COVITUR, Secretaría General de Obras, DDF., 1987 "Manual de diseño geotécnico", Vol. 1. Estudios geotécnicos y diseño del metro en cajón.
4. Mitchell James K., 1993, "Fundamentals of soil behavior", Second edition. New York.

TESIS

1. Paniagua Zavala W. I., 1989, "Deformabilidad de arcillas incluyendo compresión secundaria", Tesis UNAM. DEPI. México, D.F.

SIMPOSIOS

1. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1993, "Simposio Internacional Sobre Envejecimiento de Suelos". SMMS. Segunda edición.
2. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1989, "Simposio sobre Tópicos Geológicos de la Cuenca del Valle de México". SMMS.

NORMAS

1. Anual Book of American Society for Testing for Materials (ASTM) Standard. Reapproved, 1998.

ANEXO A

Descripción de los principales métodos para identificación de minerales de arcilla

La descripción aquí presentada se obtuvo de Girault (1964), la cual corresponde a una síntesis de los métodos para identificación de minerales de arcilla.

Prueba de difracción de rayos X

En 1912, gracias a los físicos W. L. Bragg y M. Laue, que descubrieron las propiedades de los rayos X, fue posible desentrañar la estructura interna de los minerales. Estos son compuestos cristalinos, es decir, que a escala molecular están formados por planos y caras muy bien definidos, los cuales tienen la propiedad de dispersar los rayos X y producir así patrones de interferencia, los cuales nos proporcionan información muy valiosa sobre los arreglos cristalinos de las sustancias minerales.

Se ha observado que los minerales con estructuras cristalinas al ser pulverizados y expuestos a los rayos X en aparatos especiales, difractan los rayos dando espectros característicos. Estos espectros se usan para identificar el tipo de mineral presente en los suelos. Cuando la arcilla está compuesta por una combinación de minerales cristalinos, la difracción de rayos X es el mejor método para identificar dichos minerales. Los minerales no cristalinos (amorfos), no presentan espectros al ser expuestos a los rayos X.

Análisis térmico diferencial

Este análisis consiste en observar las reacciones térmicas que ocurren a un material al ser calentado continuamente hasta alcanzar temperaturas elevadas ($\approx 1500^{\circ}\text{C}$). En el caso especial de las arcillas, el análisis térmico diferencial registra las reacciones endotérmicas debidas a la deshidratación y pérdida de la estructura cristalina y las reacciones exotérmicas ocasionadas por la formación de nuevas fases a temperaturas elevadas. Cada mineral de arcillas presenta una curva característica en el análisis térmico diferencial. Por comparación con las curvas típicas, es posible identificar los minerales de arcilla. Para llevar a cabo el análisis se calientan simultáneamente en un horno especial, el material que se trata de identificar y una sustancia inerte. Se registra la diferencia de temperatura entre los dos materiales y se obtiene una gráfica, colocando en la abscisa las diferentes temperaturas y en la ordenada la diferencia en temperatura. En las reacciones endotérmicas (por ejemplo en la deshidratación), la temperatura de la arcilla desciende con respecto a la del material inerte y en las exotérmicas (en donde se desprende calor), se registra una temperatura más elevada en el mineral de la arcilla.

Microscopía electrónica

Con el microscopio electrónico, desarrollado por primera vez por E. Ruska en 1931, fue posible observar directamente los cristales minerales, su forma y su geometría. Esta técnica es muy útil para distinguir las partículas alargadas (haloisita, nontronita, saponita o hectorita) pero para otros fines su uso es limitado. Recientemente se ha desarrollado la técnica estereoscópica en la microscopía electrónica, la cual permite la observación del arreglo estructural de las partículas.

Intercambio de bases

Los minerales de arcilla tienen la propiedad de absorber ciertos aniones y cationes y poder sustituirlos por otros. El cambio ocurre cuando se le proporcionan al mineral otros iones en solución acuosa. Los iones intercambiables están adheridos a la estructura silicio-aluminio del mineral de arcilla y la reacción de intercambio, por lo general no afecta la estructura básica del suelo. Las propiedades físicas de las arcillas dependen en gran parte de los iones adsorbidos por la arcilla. La capacidad de intercambio de iones se mide en términos de miliequivalentes por 100 gramos.

La técnica usual consiste en saturar la arcilla en estudio, con NH_4^+ y determinar la cantidad retenida efectuando la reacción a pH de 7. Los distintos minerales de arcilla tienen distintas capacidades de intercambio de iones. Así cada mineral tiene un cierto valor de la capacidad de intercambio, los cuales nos ayudan a clasificar los minerales.

Mineral de arcilla	Capacidad de intercambio de iones en miliequivalentes por 100 gramos.
Caolinita	3-15
Haloisita $2\text{H}_2\text{O}$	5-10
Montmorilonita	80-150
Ilita	10-40
Vermiculita	100-150
Clorita	10-40
Sepiolita-Atapulgita Paligorskita	20-30

Se observa en la tabla, que cada mineral tiene un rango de valores y que un cierto valor de la capacidad de intercambio puede corresponder a varios minerales de arcilla; a pesar de esto, los datos de intercambio de bases ayudan a la clasificación de los minerales.

Análisis infrarrojo

Los átomos agrupados en las moléculas de cualquier sustancia están en vibración continua. Las frecuencias de estas vibraciones son del mismo orden de magnitud que las de las radiaciones infrarrojas. Al irradiar la sustancia, ésta absorbe en mayor o menor proporción los rayos de igual frecuencia que las vibraciones intramoleculares. En la prueba de identificación, se irradia la sustancia con rayos infrarrojos de distintas frecuencias y se mide la cantidad absorbida. Los espectros obtenidos de esta prueba permiten la identificación de las sustancias por medio de comparaciones con otros espectros.

ANEXO B

Laboratorio de Dinámica de Suelos						
División de Estudios de Posgrado - Facultad de Ingeniería						
determinación de los límites de consistencia						
Proyecto: Estudio de la tixotropía de los sedimentos lacustres de la cd. de México.						
Ensaye: No. 3	Profundidad: 10.20 - 10.60 m					
Sondeo No: 2	Fecha: 08 / Agosto / 02					
Muestra No:	Operó: A.O.T					
	Calculó: A.O.T					
	A	B	C	D	E	F
Cápsula No.	Peso cápsula	Peso de la cápsula + suelo húmedo	Peso cáps. + suelo seco	Peso del agua	Peso del suelo seco	Contenido de agua
-	g	g	g	g	g	%
contenido natural de agua						
1122	19.55	54.52	30.25	24.27	10.7	226.82
407	19.47	46.88	27.95	18.93	8.48	223.23
					Prom:	225.0
límite plástico						
163	8.19	10.01	9.03	0.98	0.84	116.67
164	15.94	17.9	16.91	0.99	0.97	102.06
165	6.53	9.17	7.82	1.35	1.29	104.65
					Prom:	107.79
límite líquido						
1041	16.35	24.89	63	65		18.95
1035	18.57	30.72	34	34		5.94
4	23.54	34.65	21	22		2.6
664	19.02	32.97	14	14		3.52
100	14.32	33.7	7	7		3.18
						249.4
						266.1
						272.0
LL = 248 % LP = 107.8 % IP = 140.2 % W = 225 %						
Refract. No.	Peso refractar.	Hora refractario + suelo húmedo		Peso del refrac. + suelo seco	Peso del suelo seco	% en peso
-	g			g	g	%
Lavado						
Finos	1030.35			1062	31.65	65.7
Arena	1029			1045.5	16.5	34.3
					Suma=	100
Descripción SUCS.						
(OH) Arcillas orgánicas de media a alta plasticidad, cuya compresibilidad y permeabilidad son altas también se encuentran presentes limos de media plasticidad. La coloración del suelo es café y su resistencia en estado seco va de media a alta.						

Laboratorio de Dinámica de Suelos
División de Estudios de Posgrado - Facultad de Ingeniería

determinación de los límites de consistencia

Proyecto: Estudio de la tixotropía de los sedimentos lacustres de la cd. de México.

Ensaye: No. 1 Profundidad: 12.4 - 12.58 m
Sondeo No: 2 Fecha: 09/11/01
Muestra No: 4 Operó: A.O.T
Calculó: A.O.T

	A	B	C	D	E	F
Cápsula No.	Peso cápsula	Peso de la cápsula + suelo húmedo	Peso cáps. + suelo seco	Peso del agua	Peso del suelo seco	Contenido de agua
—	g	g	g	g	g	%

contenido natural de agua

153	22	52.51	31.25	21.26	9.25	229.84
4	9.3	32.66	15.67	16.99	6.37	266.72
152	21.57	36.62	25.76	10.86	4.19	259.19

Prom: 251.9

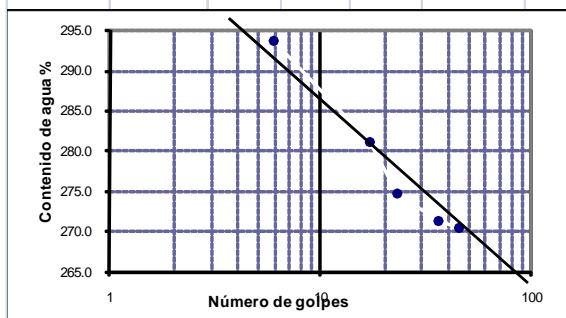
límite plástico

15	9.5	10.1	9.85	0.25	0.35	71.43
84	9.37	10.21	9.82	0.39	0.45	86.67

Prom: 79.05

límite líquido

23	26.47	45	45	45	35.51	28.91	6.6	2.44	270.5
83	9.27	35	37	36	17.07	11.37	5.7	2.1	271.4
20	18.58	23	23	23	29.45	21.48	7.97	2.9	274.8
81	9.26	17	17	17	21.95	12.59	9.36	3.33	281.1
57	9.02	6	7	6	30.91	14.58	16.33	5.56	293.7



LL = 276.7 %
LP = 79.05 %
IP = 197.65 %
W = 252 %

	a	b	c	d
Refract. No.	Peso refractar.	Hora refractario + suelo húmedo	Peso del refrac. + suelo seco	Peso del suelo seco
—	g		g	g
				% en peso
—				%

Lavado

Finos	769.16	—	797	27.84	83.9
Arena	699.7	—	705.06	5.36	16.1

Suma= 33.2 100.0

Descripción SUCS.

(CH) Suelos arcillosos altamente compresibles, de color gris y café oscuro, con ligeras vetas en estado inalterado. Su consistencia es semi - dura.

Laboratorio de Dinámica de Suelos
División de Estudios de Posgrado - Facultad de Ingeniería

determinación de los límites de consistencia

Proyecto: Estudio de la tixotropía de los sedimentos lacustres de la cd. de México.

Ensaye: No. 2 Profundidad: 13.00 - 13.20 m
Sondeo No: 2 Fecha: 24/12/01
Muestra No: 4 Operó: A.O.T
Calculó: A.O.T

	A	B	C	D	E	F
Cápsula No.	Peso cápsula	Peso de la cápsula + suelo húmedo	Peso cáps. + suelo seco	Peso del agua	Peso del suelo seco	Contenido de agua %
—	g	g	g	g	g	%

contenido natural de agua

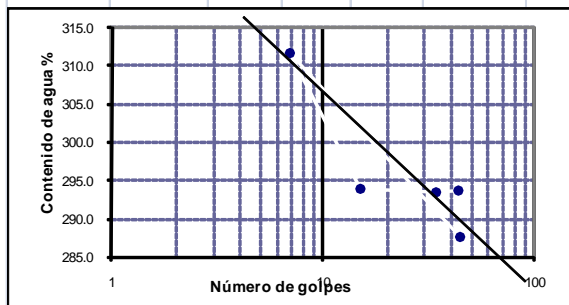
A-12	36.83	82.76	49.31	33.45	12.48	268.03
A-13	35.32	76.93	47.04	29.89	11.72	255.03
A-18	34.18	68.87	44.09	24.78	9.91	250.05
					Prom:	257.7

límite plástico

205	18.59	19.35	19	0.35	0.41	85.37
A-22	37.2	38.2	37.74	0.46	0.54	85.19
A-3	31.8	32.85	32.34	0.51	0.54	94.44
					Prom:	88.33

límite líquido

A-1	37.26	42	44	43	56.55	42.16	14.39	4.9	293.7
A-3	31.81	35	33	34	49.99	36.43	13.56	4.62	293.5
A-9	35.93	16	15	15	55.15	40.81	14.34	4.88	293.9
A-10	36.1	7	7	7	57.92	41.4	16.52	5.3	311.7
A-23	35.64	43	45	44	58.39	41.51	16.88	5.87	287.6



LL = 297 %
LP = 88.33 %
IP = 208.67 %
W = 258 %

Refract. No.	Peso refractar.	Hora refractario + suelo húmedo	Peso del refrac. + suelo seco	Peso del suelo seco	% en peso
—	g		g	g	%

Lavado

Finos	1028.75	1392	1056.65	27.9	77.3
Arena	1030.1	1264.5	1038.3	8.2	22.7

Suma= 36.1 100.0

Descripción SUCS.

(CH) Suelos arcillosos altamente compresibles y permeables, de color gris y café oscuro, su consistencia es semi - dura.

ANEXO C

Registro de la medición de velocidad de ondas cortantes con elementos *bender*.

En la dirección vertical

Fecha	Hora	Tiempo trans.	Lectura micrómetro	Longitud muestra	Tiem. Días	Tiempo de arribo	Velocidad	Densidad suelo peso vol prom./gravedad	Rigidez
		min		mm		mseg	m/seg	(ton/m ³)/(m/s ²)	kg/cm ²
6-Agot-02	03:58 p.m.	1	6.425	92	0.0007	11.5	8.00	0.118	0.8
	04:09 p.m.	11	6.425	92	0.0077	11.15	8.25	0.118	0.8
	04:14 p.m.	16	6.425	92	0.0112	11.05	8.33	0.118	0.8
	04:22 p.m.	24	6.426	92.001	0.0168	10.85	8.48	0.118	0.9
	04:31 p.m.	33	6.428	92.003	0.0231	10.75	8.56	0.118	0.9
	04:45 p.m.	47	6.428	92.003	0.0329	10.55	8.72	0.118	0.9
	05:00 p.m.	62	6.428	92.003	0.0434	10.45	8.80	0.118	0.9
	05:28 p.m.	88	6.428	92.003	0.0616	10.3	8.93	0.118	0.9
	06:00 p.m.	122	6.428	92.003	0.0854	10.05	9.15	0.118	1.0
	06:30 p.m.	152	6.427	92.002	0.1064	9.85	9.34	0.118	1.0
	07:00 p.m.	182	6.426	92.001	0.1274	9.75	9.44	0.118	1.1
	07:29 p.m.	211	6.424	91.999	0.1477	9.65	9.53	0.118	1.1
	08:20 p.m.	262	6.418	91.993	0.1834	9.35	9.84	0.118	1.1
7-Agot-02	09:39 a.m.	1061	6.243	91.818	0.7427	8.2	11.20	0.118	1.5
	10:00 a.m.	1082	6.243	91.818	0.7574	8.2	11.20	0.118	1.5
	11:45 a.m.	1187	6.243	91.818	0.8309	8.1	11.34	0.118	1.5
	12:55 p.m.	1257	6.243	91.818	0.8799	8.05	11.41	0.118	1.5
	02:11 p.m.	1333	6.243	91.818	0.9331	8	11.48	0.118	1.6
	03:30 p.m.	1430	6.243	91.818	1.001	8	11.48	0.118	1.6
8-Ago-02	10:06 a.m.	2528	6.022	91.597	1.7696	7.7	11.90	0.118	1.7
	11:45 a.m.	2627	6.022	91.597	1.8389	7.65	11.97	0.118	1.7
	01:45 p.m.	2747	6.022	91.597	1.9229	7.65	11.97	0.118	1.7
	03:04 p.m.	2826	6.022	91.597	1.9782	7.65	11.97	0.118	1.7
9-Ago-02	10:02 a.m.	3964	6.022	91.597	2.7748	7.5	12.21	0.118	1.8
	12:00 p.m.	4082	6.022	91.597	2.8574	7.5	12.21	0.118	1.8
	05:00 p.m.	4382	6.022	91.597	3.0674	7.5	12.21	0.118	1.8
12-Ago-02	12:00 p.m.	8402	6.021	91.596	5.8814	7.15	12.81	0.118	1.9
	05:50 p.m.	8752	6.021	91.596	6.1264	7.1	12.90	0.118	2.0
13-Ago-02	08:50 a.m.	9652	6.021	91.596	6.7564	7.1	12.90	0.118	2.0
	05:42 p.m.	10184	6.021	91.596	7.1288	7.05	12.99	0.118	2.0
14-Ago-02	09:45 a.m.	11147	6.021	91.596	7.8029	6.95	13.18	0.118	2.1
	02:26 p.m.	11428	6.021	91.596	7.9996	6.95	13.18	0.118	2.1

15-Ago-02	09:30 a.m.	12572	6.021	91.596	8.8004	6.9	13.27	0.118	2.1
	03:13 p.m.	12915	6.021	91.596	9.0405	6.9	13.27	0.118	2.1
16-Ago-02	01:32 p.m.	14258	6.021	91.596	9.9806	6.85	13.37	0.118	2.1
18-Ago-02	03:25 p.m.	17251	6.021	91.596	12.0757	6.75	13.57	0.118	2.2
19-Ago-02	09:57 a.m.	18363	6.021	91.596	12.8541	6.7	13.67	0.118	2.2
	06:00 p.m.	18846	6.021	91.596	13.1922	6.7	13.67	0.118	2.2
20-Ago-02	06:34 p.m.	20320	6.021	91.596	14.224	6.65	13.77	0.118	2.2
21-Ago-02	2:00 p.m.	21486	6.021	91.596	15.0402	6.65	13.77	0.118	2.2
22-Ago-02	10:30 a.m.	22716	6.021	91.596	15.9012	6.6	13.88	0.118	2.3
23-Ago-02	10:45 a.m.	24201	6.021	91.596	16.9407	6.6	13.88	0.118	2.3
	02:33 p.m.	24429	6.021	91.596	17.1003	6.6	13.88	0.118	2.3
24-Ago-02	12:34 p.m.	25750	6.021	91.596	18.025	6.55	13.98	0.118	2.3
26-Ago-02	10:16 a.m.	27052		91.597	18.9364	6.5	14.09	0.118	2.3
	5:36 p.m.	27492		91.597	19.2444	6.5	14.09	0.118	2.3
27-Ago-02	9:58 a.m.	28474		91.597	19.9318	6.45	14.20	0.118	2.4
28-Ago-02	9:50 a.m.	29906		91.597	20.9342	6.45	14.20	0.118	2.4
29-Ago-02	11:22 a.m.	31438		91.597	22.0066	6.4	14.31	0.118	2.4
	7:17 p.m.	31892		91.597	22.3244	6.4	14.31	0.118	2.4
30-Ago-02	1:36 p.m.	32991		91.597	23.0937	6.4	14.31	0.118	2.4
31-Ago-02	1:36 p.m.	34431			24.1017			0.118	
01-Ago-02	1:36 p.m.	35871			25.1097			0.118	
02-Sep-02	11:38 a.m.	37193		91.597	26.0351	6.35	14.42	0.118	2.5
03-Sep-02	12:08 p.m.	38663		91.597	27.0641	6.35	14.42	0.118	2.5
04-Sep-02	3:11 p.m.	40286		91.597	28.2002	6.35	14.42	0.118	2.5
05-Sep-02	5:11 p.m.	41846		91.597	29.2922	6.35	14.42	0.118	2.5
06-Sep-02	10:15 a.m.	42870		91.597	30.009	6.3	14.54	0.118	2.5
09-Sep-02	11:02 a.m.	47237		91.597	33.0659	6.3	14.54	0.118	2.5
11-Sep-02	11:20 a.m.	50135		91.597	35.0945	6.3	14.54	0.118	2.5
13-Sep-02	11:54 a.m.	53049		91.597	37.1343	6.3	14.54	0.118	2.5
18-Sep-02	10:26 a.m.	60161		91.597	42.1127	6.25	14.66	0.118	2.5
20-Sep-02	10:09 a.m.	63024		91.597	44.1168	6.25	14.66	0.118	2.5
23-Sep-02	11:45 a.m.	67440		91.597	47.208	6.25	14.66	0.118	2.5
26-Sep-02	12:55 p.m.	71830		91.597	50.281	6.2	14.77	0.118	2.6
30-Sep-02	12:19 p.m.	76114		91.597	53.2798	6.15	14.89	0.118	2.6

En la dirección horizontal

Fecha	Hora	Tiempo trans.	Lectura micrómetro	Longitud muestra	Tiem. Días	Tiempo de arribo	Velocidad	Densidad suelo peso vol prom./gravedad	Rigidez
		min		mm		mseg	m/seg	(ton/m ³)/(m/s ²)	kg/cm ²
6-Agot-02	03:55 p.m.	1		100	0.0007	10	10.00	0.118	1.2
	04:12 p.m.	17		100	0.0119	9.65	10.36	0.118	1.3
	04:18 p.m.	23		100	0.0161	9.5	10.53	0.118	1.3
	04:25 p.m.	30		100	0.021	9.4	10.64	0.118	1.3
	04:30 p.m.	35		100	0.0245	9.4	10.64	0.118	1.3
	04:47 p.m.	52		100	0.0364	9.25	10.81	0.118	1.4
	04:59 p.m.	64		100	0.0448	9.15	10.93	0.118	1.4
	05:30 p.m.	95		100	0.0665	9	11.11	0.118	1.5
	05:58 p.m.	123		100	0.0861	8.85	11.30	0.118	1.5
	06:32 p.m.	157		100	0.1099	8.7	11.49	0.118	1.6
	06:58 p.m.	183		100	0.1281	8.6	11.63	0.118	1.6
	07:31 p.m.	216		100	0.1512	8.55	11.70	0.118	1.6
	08:20 p.m.	265		100	0.1855	8.4	11.90	0.118	1.7
7-Agot-02	09:37 a.m.	1062		100	0.7434	7.6	13.16	0.118	2.0
	10:05 a.m.	1090		100	0.763	7.55	13.25	0.118	2.1
	11:46 a.m.	1191		100	0.8337	7.5	13.33	0.118	2.1
	12:54 p.m.	1259		100	0.8813	7.45	13.42	0.118	2.1
	02:10 a.m.	1335		100	0.9345	7.4	13.51	0.118	2.2
	03:33 p.m.	1418		100	0.9926	7.4	13.51	0.118	2.2
08-ago-02	10:07 a.m.	2532		100	1.7724	7.15	13.99	0.118	2.3
	11:47 a.m.	2632		100	1.8424	7.1	14.08	0.118	2.3
	01:44 p.m.	2749		100	1.9243	7.05	14.18	0.118	2.4
	03:05 p.m.	2830		100	1.981	7.05	14.18	0.118	2.4
09-ago-02	10:00 a.m.	3965		100	2.7755	6.95	14.39	0.118	2.4
	12:00 p.m.	4085		100	2.8595	6.9	14.49	0.118	2.5
12-ago-02	12:00 p.m.	8405		100	5.8835	6.65	15.04	0.118	2.7
	05:49 p.m.	8754		100	6.1278	6.55	15.27	0.118	2.8
13-ago-02	08:51 a.m.	9656		100	6.7592	6.5	15.38	0.118	2.8
	05:43 p.m.	10188		100	7.1316	6.5	15.38	0.118	2.8
14-ago-02	09:45 a.m.	11150		100	7.805	6.4	15.63	0.118	2.9
	02:27 p.m.	11432		100	8.0024	6.4	15.63	0.118	2.9
15-ago-02	9:30 a.m.	12575		100	8.8025	6.35	15.75	0.118	2.9
	3:14 p.m.	12919		100	9.0433	6.3	15.87	0.118	3.0
16-ago-02	1:30 p.m.	14255		100	9.9785	6.25	16.00	0.118	3.0

17-ago-02	1:30 p.m.	15695		100	10.987				
18-ago-02	3:25 p.m.	17250		100	12.075	6.15	16.26	0.118	3.1
19-ago-02	9:55 a.m.	18360		100	12.852	6.1	16.39	0.118	3.2
	6:00 p.m.	18845		100	13.192	6.1	16.39	0.118	3.2
20-ago-02	6:32 p.m.	20317		100	14.222	6.1	16.39	0.118	3.2
21-ago-02	2:00 p.m.	21485		100	15.04	6	16.67	0.118	3.3
22-ago-02	10:23 a.m.	22708		100	15.896	6	16.67	0.118	3.3
	1:10 p.m.	22875		100	16.013	6	16.67	0.118	3.3
23-ago-02	10:50 a.m.	24175		100	16.923	5.95	16.81	0.118	3.3
	2:32 p.m.	24397		100	17.078	5.95	16.81	0.118	3.3
24-ago-02	12:35 p.m.	25720		100	18.004	5.95	16.81	0.118	3.3
25-ago-02	12:35 p.m.	27160		100	19.012				
26-ago-02	10:15 a.m.	28460		100	19.922	5.9	16.95	0.118	3.4
	5:37 p.m.	28902		100	20.231	5.9	16.95	0.118	3.4
27-ago-02	9:56 a.m.	29881		100	20.917	5.9	16.95	0.118	3.4
28-ago-02	9:50 a.m.	31315		100	21.921	5.85	17.09	0.118	3.5
29-ago-02	11:21 a.m.	32846		100	22.992	5.85	17.09	0.118	3.5
	7:18 p.m.	33323		100	23.326	5.85	17.09	0.118	3.5
30-ago-02	1:35 p.m.	34420		100	24.094	5.8	17.24	0.118	3.5
31-ago-02	1:35 p.m.	35860		100	25.102			0.118	
01-ago-02	1:35 p.m.	37300		100	26.11			0.118	
02-ago-02	11:39 a.m.	38624		100	27.037	5.75	17.39	0.118	3.6
03-ago-02	12:08 p.m.	40093		100	28.065	5.75	17.39	0.118	3.6
04-sep-02	3:10 p.m.	41715		100	29.201	5.75	17.39	0.118	3.6
05-sep-02	5:12 p.m.	43277		100	30.294	5.75	17.39	0.118	3.6
06-sep-02	10:14 a.m.	44299		100	31.009	5.75	17.39	0.118	3.6
09-sep-02	11:03 a.m.	48668		100	34.068	5.75	17.39	0.118	3.6
11-sep-02	11:19 a.m.	51554		100	36.088	5.7	17.54	0.118	3.6
13-sep-02	11:55 a.m.	54470		100	38.129	5.7	17.54	0.118	3.6
18-sep-02	10:24 a.m.	61579		100	43.105	5.65	17.70	0.118	3.7
20-sep-02	10:10 a.m.	64445		100	45.112	5.65	17.70	0.118	3.7
23-sep-02	10:47 a.m.	68839		100	48.187	5.65	17.70	0.118	3.7
26-sep-02	12:53 p.m.	73285		100	51.3	5.6	17.86	0.118	3.8
30-sep-02	12:20 p.m.	79012		100	55.308	5.6	17.86	0.118	3.8

ANEXO D

Resumen de resultados de las pruebas de consolidación:

Prueba No.3

Material Remoldeado

	Esfuerzo Δp (kg/cm ²)	Tiempo que dura Δp (horas)	Consolidación primaria (min)
19/11/2001	0.0486	48	1050
	0.0972	48	1200
	0.1944	48	1000
	0.2916	48	1020
	0.3888	48	2050
	0.486	48	2200
	0.583	48	No se observa 100%
	0.6804	48	No se observa 100%
	0.7776	48	No se observa 100%
	0.8748	48	No se observa 100%
	0.972	48	No se observa 100%
	1.0692	48	No se observa 100%
	1.2636	48	No se observa 100%
	1.458	48	No se observa 100%
	1.6524	48	No se observa 100%
21/12/2001	1.8468	48	No se observa 100%

Prueba No.5

Material Inalterado

	Esfuerzo Δp (kg/cm ²)	Tiempo que dura Δp (horas)	Consolidación primaria (min)
21/11/2001	0.1	48	5
	0.2	48	79
	0.3	48	100
	0.4	48	250
	0.5	48	No se observa 100%
	0.6	48	2200
	0.7	48	Podría empezar a formarse un quiebre al final
	0.8	48	No se observa 100%
	0.9	48	No se observa 100%
	1	48	No se observa 100%
	1.1	48	No se observa 100%
	1.2	48	No se observa 100%
	1.3	48	No se observa 100%
	1.4	48	No se observa 100%
	1.5	48	No se observa 100%
	1.6	48	No se observa 100%
	24/01/2002	1.7	48
1.8		48	No se observa 100%